

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 134-135

76 €

1^{er} et 2^e TRIMESTRES 2011

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 134-135
1^{er}-2^e trimestres
2011

Géotechnique
ferroviaire
sous la direction
de Y.-J. Cui
et J.-M. Terpereau

Avant-propos	3
La géotechnique ferroviaire à la SNCF C. RENARD	5
Maintenance des ouvrages en terre sur le réseau ferré national V. TALFUMIÈRE	7
Organisation des recherches dans le cadre du plan d'actions LGV Nord J.-M. TERPEREAU	15
Vibrations induites dans les sols par le trafic ferroviaire : expérimentations, modélisations et isolation J.-F. SEMBLAT, L. LENTI, D. JACQUELINE, J.-J. LEBLOND, E. GRASSO	23
L'apport de la géophysique à la géotechnique S. NEBIERIDZE	37
Comportement mécanique des sols lœssiques naturels sous sollicitations cycliques Y.-J. CUI, J. CANOU, J.-M. TERPEREAU, J.-P. KARAM	49
Outil d'aide à la décision dans le cadre de la maîtrise de l'aléa fontis sur la LGV Nord J.-L. DEHERRIPONT	59
Caractérisation des matériaux constitutifs de plate-forme ferroviaire ancienne V.-N. TRINH, A.-M. TANG, Y.-J. CUI, J. CANOU, J.-C. DUPLA, N. CALON, L. LAMBERT, A. ROBINET, O. SCHOEN	65
Intégration des contraintes ferroviaires dans les chantiers de mise au gabarit de tunnels J.-C. DAUMARIE, C. THUAUD	75
Étude expérimentale du comportement d'un pieu isolé sous l'effet de sollicitations horizontales de freinage et de démarrage de circulations ferroviaires H. MOUSSARD, J.-F. KERSALE	87
Confortement des ouvrages en terre par la technique du clouage vertical sur le réseau ferré national V. TALFUMIÈRE	99
Les couches de forme traitées dans les infrastructures ferroviaires A. ROBINET	111

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 chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2011 (numéros 134-137) franco : 140 €

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

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 135804. Dépôt légal : mai 2011

Avant-propos

Y.-J. CUI

UMR Navier/CERMES
École des Ponts ParisTech
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2
yujun.cui@enpc.fr

J.-M. TERPEREAU

SNCF
Direction de l'ingénierie
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis
jean-marc.terpereau@sncf.fr

Ce numéro de la *Revue française de géotechnique* est principalement basé sur les communications présentées lors de la journée technique CFMS organisée le 28 janvier 2009 sur la géotechnique ferroviaire au Conservatoire national des arts et métiers (CNAM). Ce numéro spécial permet ainsi de donner un aperçu général sur la recherche et la pratique menées dans ce domaine en France. Les sujets abordés concernent les organisations des projets, la recherche au laboratoire sur le comportement des matériaux concernés, l'expérimentation en place, l'apport de la géophysique et du système d'information géographique, le confortement par clouage, ainsi que l'amélioration du sol de couche de forme par traitement à la chaux et aux liants hydrauliques.

Il y a au total 12 articles.

C. Renard présente une introduction à la géotechnique ferroviaire à la SNCF. Les contraintes particulières liées aux trafics sont clairement illustrées.

V. Talfumière présente l'organisation de la maintenance des ouvrages en terre sur le réseau ferroviaire français. La procédure de surveillance et les méthodes de traitement des désordres sont détaillées.

J.-M. Terpereau retrace l'historique de la gestion du projet lié à la ligne du TGV Nord, montrant l'importance de mener la recherche par la compréhension des mécanismes mis en jeu avant d'entamer des recherches spécifiques de confortement ou de traitement.

J.-F. Semblat, L. Lenti, D. Jacqueline, J.-J. Leblond, E. Grasso présentent un cadre théorique permettant la modélisation des vibrations dans le sol induites par le trafic ferroviaire. Les éléments obtenus par cette modélisation sont intéressants pour aider à la décision quant à la technique de mitigation à employer.

S. Nebieridze présente les apports de la géophysique dans la reconnaissance et la surveillance des voies. L'efficacité de cette méthode est clairement mise en évidence par l'exemple de la LGV Nord.

Y.-J. Cui, J.-M. Terpereau, J.-P. Karam, J. Canou présentent une étude de laboratoire sur le comportement du loess prélevé sur la LGV Nord sous chargement cyclique. Les trois mécanismes principaux de la déformation du loess tels que l'effondrement, la fatigue et la liquéfaction sont clairement mis en évidence.

J.-L. Deherripont présente l'apport du système d'information géographique dans la gestion des actions de recherche sur l'aléa fontis sur la LGV Nord.

V.-N. Trinh, A.-M. Tang, Y.-J. Cui, J. Canou, J.-C. Dupla, N. Calon, L. Lambert, A. Robinet, O. Schoen présentent une étude de caractérisation d'un sol de la couche intermédiaire constitué principalement de sol support et de ballast usé. L'accent est mis sur la particularité du comportement de compactage de ce sol due à sa granulométrie spécifique.

J.-C. Daumarie et C. Thuaud spécifient les contraintes ferroviaires ainsi que les méthodes d'intégration de ces contraintes dans les chantiers de mise au gabarit de tunnel.

H. Moussard présente une étude expérimentale du comportement d'un pieu isolé sous sollicitations horizontales dues au démarrage ou freinage ferroviaire. Les résultats de l'essai en vraie grandeur sont confrontés aux résultats de calcul basé sur le Fascicule 62-Titre V.

V. Talfumière aborde le confortement des ouvrages en terre par le clouage vertical. La technique est clairement illustrée par l'exemple du remblai des Bas.

A. Robinet aborde les démarches menées dans la recherche des spécifications à imposer à la couche de forme traitée, avec prise en compte des particularités de l'environnement ferroviaire.

La géotechnique ferroviaire à la SNCF

Railway geotechnical engineering at SNCF

C. RENARD

SNCF

Direction de l'ingénierie
6, avenue

François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis
ch.renard@sncf.fr

Depuis sa création, la SNCF a assuré, après les compagnies d'origine, la maintenance du réseau ferré national en tant que propriétaire. Après la création du Réseau Ferré de France (RFF) en 1997, elle assure ce rôle comme gérant d'infrastructure délégué. La gestion du réseau concerne environ 30 000 kilomètres de lignes pour la plupart plus que centenaires, constituées d'ouvrages d'art, d'ouvrages en terre, d'ouvrages hydrauliques et de drainages ainsi que des plates-formes supportant la superstructure. Les ingénieries du groupe SNCF assurent la conception, la modernisation, la régénération de ce réseau contribuant ainsi à son développement.

Le retour d'expérience et la recherche développée dans le domaine de la géotechnique ferroviaire permettent une maintenance optimisée du réseau. Toutefois, ces optimisations se doivent de respecter impérativement les contraintes suivantes :

- la sécurité des circulations et des personnes transportées, pour laquelle il faut tendre vers le risque « zéro » ;
- l'exploitabilité du réseau en assurant la régularité des circulations ferroviaires et la pérennité de l'infrastructure pour répondre aux attentes des transporteurs ferroviaires ;
- la maintenabilité du réseau permettant une optimisation de la maintenance, et de sa mise en œuvre sans coût supplémentaire ;
- une fiabilité des dispositions prises et des traitements confortatifs adaptés au système ferroviaire, notamment en termes d'accessibilité souvent difficile, d'emprises réduites, de maintien des circulations pendant les interventions, de vibrations induites par les circulations, de la présence de champs électromagnétiques, de non-interférence avec les systèmes de sécurité en voies ou embarqués à bord des trains. Cette liste qui est loin d'être exhaustive montre la difficulté de la tâche des géotechniciens devant le choix des options à prendre ;
- être GAME (Globalement Au Moins Équivalent) avec les dispositions antérieures liées à la sécurité ferroviaire.

Les contraintes géométriques de la voie, dont les tolérances sont particulièrement sévères, n'admettent pas les approximations :

- les instabilités de remblais, de fondations, de plates-formes doivent être maîtrisées. En cas de défauts, des reprises régulières, lourdes et coûteuses, sont nécessaires avec un risque potentiel de déraillement (Fig. 1) ;



FIG. 1 Glissement d'un talus de remblai.
Landslide of an embankment.

– le train étant un mode de transport guidé sur rail, les obstacles engageant le gabarit sont incontournables. Les glissements de déblais, les chutes de rochers, les coulées boueuses, les chutes de matériaux dans les tunnels sont autant de risques de heurts pouvant entraîner le déraillement du convoi (Figs. 2 et 3) ;

– l'aléa fontis est aussi dans le domaine de la géotechnique ferroviaire un problème à considérer avec attention.

Ces contraintes sont toutefois stimulantes pour la mise en valeur et le développement de méthodes innovantes.

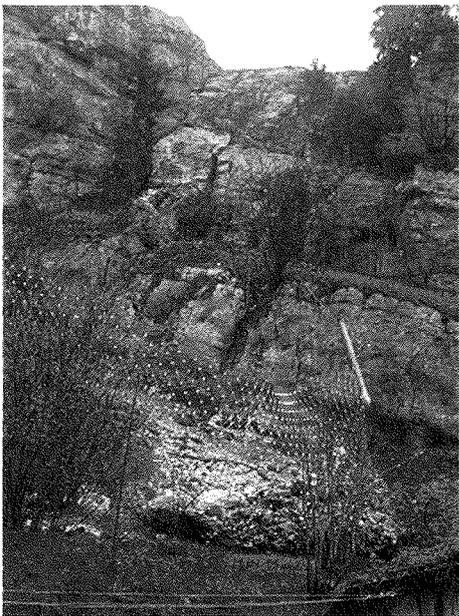


FIG. 2 Dispositif de protection contre les chutes de blocs après éboulement à l'aplomb d'une voie ferrée.

Protection setup against the rock fall in the vicinity of railway.



FIG. 3 Coulée boueuse sur plate-forme ferroviaire.
Slurry flow on railway trackbed.

Pour répondre à tous ces risques, la SNCF a constitué de longue date, en tant que gestionnaire d'infrastructure, des équipes de géotechniciens, à même de prendre en compte toutes les contraintes ferroviaires lors de la conception, le développement, la modernisation et la régénération du réseau, ainsi que pour sa maintenance. Ces équipes, associant les compétences de géologues, géotechniciens, hydrauliciens, mécaniciens des sols et des roches..., sont organisées au sein des Ingénieries du groupe SNCF en directions centrales et relayées par des représentants régionaux au plus près du terrain et des mainteneurs, cellules OT/OH pour les ouvrages en terre et les désordres liés à l'hydraulique. Les spécialistes peuvent de ce fait être mobilisés à tout moment et très rapidement sur tout type d'incidents liés à la géotechnique.

Les articles qui suivent ont pour but de présenter le rôle important de la géotechnique et de sa maîtrise dans le domaine ferroviaire, domaine où l'imperfection ne pardonne pas vis-à-vis de la sécurité, des coûts de maintenance et d'exploitation. Les contraintes imposées amènent souvent les ingénieurs à développer, lors de la conception des projets neufs ou lors de la régénération des ouvrages existants, des méthodologies pointues. Quelques-unes sont reprises ci-après pour les ouvrages en terre, les ouvrages d'art et les tunnels.

Maintenance des ouvrages en terre sur le réseau ferré national

V. TALFUMIÈRE

SNCF

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

vincent.talfumiere@sncf.fr

Résumé

Le réseau ferroviaire français comporte un important patrimoine d'ouvrages en terre, dont l'état et le comportement peuvent influencer notablement sur la régularité et la sécurité des circulations. Une organisation et une méthodologie spécifiques ont été mises en œuvre par la SNCF pour assurer, pour le compte de RFF, propriétaire du réseau, la surveillance, l'entretien et la régénération des ouvrages en terre. La particularité du patrimoine des ouvrages en terre est sa grande diversité tant en nature d'ouvrage (constitution, géométrie, etc.) que du point de vue environnement (plaines inondables, versants rocheux, etc.). Pour chaque type d'ouvrage, des désordres particuliers peuvent être observés. De plus, les ouvrages en terre ferroviaires se distinguent par des contraintes spécifiques. La SNCF réalise pour le compte de RFF cette surveillance spécifique visant à détecter au plus tôt les indices de désordres pour pouvoir limiter ainsi les conséquences sur les circulations ferroviaires. Les désordres détectés peuvent nécessiter deux types de traitement : des travaux d'entretien permettant d'intervenir préventivement avant l'apparition de désordres plus conséquents, des travaux confortatifs pour stabiliser l'ouvrage ou des parades pour se protéger des désordres dont l'origine se situe en dehors des emprises dans l'environnement.

Mots-clés : ouvrages en terre, maintenance, surveillance des risques, voies ferrées.

Maintenance of ground works on the french railroad network

Abstract

The French railroad network contains an important patrimony of ground works whose state and behaviour can significantly affect the regularity and the safety of traffic. A specific organization and methodology were implemented by the SNCF to ensure, for RFF, the owner of the network, the monitoring, the maintenance and the regeneration of the ground works. The peculiarity of the ground works patrimony is its big variety from the points of view of both kind of works (constitution, geometry, etc.) and environment (flooding plains, rocky hillsides, etc.). For each kind of ground work, particular disorders can be observed. Besides, the railroad ground works are characterised by specific constraints. The SNCF performs for RFF this specific monitoring to detect the disorders evidences as soon as possible so as to limit the consequences on the rail traffics. The detected disorders can require two kinds of treatment: maintenance works allowing preventive intervention before the appearance of more consequent disorders, and so reinforcement works to stabilize the structure or parades to protect ground works from disorders whose origin is situated outside the property.

Key words: ground works, maintenance, risks monitoring, railroads.

Introduction

Les ouvrages en terre (OT) sont une des composantes du patrimoine du réseau ferroviaire français ; depuis 1997, date de sa création, Réseau Ferré de France (RFF) est propriétaire et donc maître d'ouvrage (MOA) de l'infrastructure ferroviaire (ouvrages en terre, ouvrages d'art, rails, caténaires, cours de gare, etc.). Elle délègue la gestion de ce patrimoine à la SNCF en tant que gérant de l'infrastructure délégué (GID).

Le réseau ferroviaire français comprend environ 32 000 km de lignes. Si l'on retire les ouvrages d'art (viaducs, ponts, tunnels), soit environ 1 000 km, il reste 31 000 km de plate-forme ferroviaire qui constitue le patrimoine des ouvrages en terre du réseau ferré français.

Par ouvrage en terre, on entend tout ouvrage, résultant de la modification par terrassement d'un site pour la création d'une plate-forme ferroviaire. Ces ouvrages peuvent être rasants (au niveau du terrain naturel) ou établis en remblai ou en déblai, parfois de grande hauteur (jusqu'à 50 m pour quelques ouvrages très spécifiques). On estime le nombre total d'ouvrages en terre à environ 100 000 unités. Ces ouvrages ont été créés pour la plupart il y a plus de 100 à 150 ans. La particularité du patrimoine des ouvrages en terre est sa grande diversité tant en nature d'ouvrage (constitution, géométrie, etc.) que du point de vue de leur environnement (plaines inondables, versants rocheux, etc.). On distingue les ouvrages en terre meuble, constitués de matériaux assimilés à des sols, des ouvrages en terre rocheux dont les matériaux sont indurés. Pour chaque type d'ouvrage, des désordres particuliers peuvent être observés. Par ailleurs, les ouvrages en terre ferroviaires se distinguent par :

- les contraintes propres aux circulations ferroviaires (maintien du trafic) ;
- les difficultés d'accès ;
- la nécessité de garantir la sécurité des biens et des personnes transportées (contrat entre la SNCF et le voyageur) ;
- l'utilisation de méthodes de confortement et de prescriptions d'exécution adaptées au contexte spécifique de l'exploitation ferroviaire.

Désordres et incidents

Les ouvrages en terre sont susceptibles de voir leur condition de stabilité s'altérer avec le temps, à cause de facteurs internes ou externes, qui peuvent entraîner des déformations irréversibles avec détérioration de la géométrie de la voie ferrée et/ou des ruptures plus ou moins brutales dans certains cas. Beaucoup ont fait l'objet de confortements dès leur construction ou dans le courant de leur vie : ces confortements vieillissent et deviennent moins efficaces, l'augmentation des trafics et des charges sur certains axes contribuant à ce vieillissement. Par ailleurs, les voies ferrées sont en plus exposées à des désordres dont l'origine provient de leur environnement (par exemple : versant rocheux, environnement karstique ou modifications faites de la main de l'homme).

Lorsque le désordre est brutal, on parle d'incident. Chaque année depuis près de 30 ans, le nombre d'incidents est recensé par les services gérants de l'infrastructure (branche infra à qui RFF délègue la gestion du patrimoine). On compte entre 150 et 450 incidents par an, de gravité plus ou moins importante, certains affectant les voies, allant du simple ravinement à l'éboulement rocheux ou la rupture d'un remblai. Le nombre d'incidents varie de façon importante car il est lié aux intempéries et à la pluviométrie (orage brutal ou longue période de pluie de durée supérieure à une semaine par exemple, Figure 1). On remarquera que l'année 2001, beaucoup plus pluvieuse entre février et mai, a vu l'apparition de plus de 250 incidents en 4 mois.

On distingue plusieurs catégories d'incidents suivant le type et la nature de l'ouvrage :

- les glissements de remblai ou de déblai (Figs. 2 et 3) ;
- les coulées boueuses ;
- les fontis (Fig. 4) ;
- les chutes de blocs (Fig. 5).

La sécurité et la régularité des circulations ferroviaires nécessitent donc une surveillance et un suivi de l'évolution des ouvrages pouvant déboucher en cas de désordre sur des travaux d'entretien ou de confortement visant à maintenir ou améliorer leur stabilité. Ces interventions peuvent être préventives ou curatives.

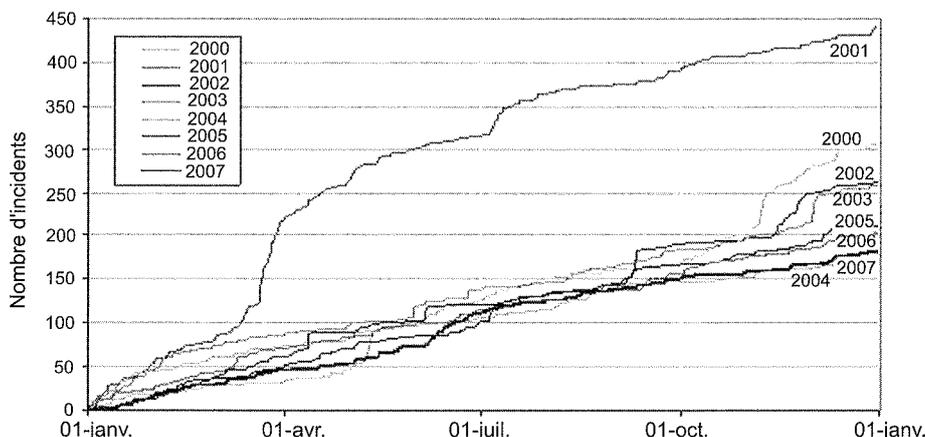


FIG. 1

Cumulée du nombre d'incidents ouvrages en terre sur le réseau ferré français pour les années 2000-2007.

Summary of the number of incidents concerning ground works on the French railroad network for years 2000-2007.



FIG. 2 Incident en remblai de type glissement.
Embankment incident, sliding.



FIG. 3 Incident en déblai meuble de type glissement.
Soft ground excavation incident, sliding.



FIG. 4 Incident de type fontis.
Incident : dugout.



FIG. 5 Incident en déblai rocheux de type chute de blocs.
Rocky excavation incident, falls of blocks.

La SNCF a développé une méthodologie spécifique pour la gestion de ses ouvrages qui, contrairement aux ouvrages d'art, fait l'objet de très peu de textes réglementaires et de directives officielles. A ce titre, elle a élaboré ses propres référentiels internes pour garantir au mieux la bonne gestion de cet important patrimoine et, notamment, assurer les exigences de sécurité propres à l'exploitation ferroviaire.

3

Surveillance des ouvrages en terre

La surveillance des ouvrages en terre et ouvrages de drainage associés consiste à détecter, répertorier et suivre l'évolution d'indices de désordre ou d'anomalies qui se développent au niveau de ces ouvrages et qui à terme peuvent entraîner des désordres graves. On différencie :

- les emprises ferroviaires qui font l'objet d'une surveillance ;

- l'environnement où l'on doit observer des événements ou des modifications pouvant avoir une influence sur la sécurité des circulations et/ou l'intégrité des infrastructures ferroviaires.

3.1

Classement des ouvrages

Pour mieux cibler la surveillance et améliorer la maintenance, les ouvrages en terre ont été différenciés :

- *ouvrages classés « sensibles »* : ouvrages en terre qui présentent des désordres ou des indices de désordres, ouvrages ayant fait l'objet d'un traitement qui nécessite un entretien et/ou un suivi et les ouvrages au droit desquels l'environnement a été à l'origine de phénomènes pouvant présenter des risques pour les circulations (chutes de blocs, coulées de boue, crues...)

- *ouvrages « courants »* : ouvrages qui ne présentent pas d'indice recensé ou ouvrages sensibles reclassés en ouvrages courants, après traitement.

Parmi les 100 000 ouvrages en terre du réseau ferré national, le nombre d'ouvrages sensibles est de 8 000 unités, très inégalement répartis à travers le réseau. Ces derniers constituent le patrimoine des ouvrages en terre sensibles qui a fait l'objet ces dernières années d'un recensement de la part des services SNCF par recherche d'archives et visites de tronçons de ligne. Ce travail aboutit à l'établissement de fiches signalétiques d'ouvrage comprenant :

- un descriptif de l'ouvrage reprenant le contexte géologique, géotechnique, sa géométrie avec plans et photos, définition des suivis et instrumentations mis en place sur le site instable ;
- un historique des désordres affectant l'ouvrage depuis sa construction et des confortements réalisés pour améliorer sa stabilité (exemple d'éléments d'archives en figure 6).

Il est parfois difficile de remonter très en amont dans la vie de l'ouvrage faute d'archives suffisantes.



FIG. 6 Photo d'archives sur des confortements dans les années 1920.
Archives on reinforcement in the 1920s.

3.2

Organisation de la surveillance

Elle est calée sur l'organisation territoriale du gérant de l'infrastructure (branche infra de la SNCF) et s'appuie sur plusieurs acteurs :

- en établissement « Infrastructure » (structure locale gérant le patrimoine, correspondant géographiquement à une région ou une demi-région administrative) : un correspondant ouvrages en terre, et des agents au sein des unités « Voie » chargés de la surveillance au plus près du terrain ;
- au niveau régional au sein du pôle régional ingénierie : un chargé ouvrages en terre spécialiste dans ce domaine, assistant à la gestion du patrimoine des ouvrages en terre des établissements ;
- au niveau national : des experts ouvrages en terre au sein de la direction de l'ingénierie assistant et conseillant les régions et la direction de l'Infrastructure pour les désordres nécessitant un diagnostic pointu ou des études complexes avec moyens de calcul spécialisés (logiciels de calcul de stabilité ou aux éléments finis, etc.). Les mêmes experts, en fonction de l'analyse des risques propres à chaque ouvrage, assistent le maî-

tre d'ouvrage pour le classement technique des opérations de régénération (choix des priorités, échancier travaux, etc.) en fonction du budget alloué.

Cela nécessite une bonne connaissance du patrimoine des ouvrages en terre et une solide expérience des acteurs. Ceux-ci ont pour mission la réalisation de :

- tournées de surveillance (réalisées essentiellement pour la surveillance de la voie) dont la fréquence varie en fonction des lignes ferroviaires (toutes les 2 à 10 semaines suivant le trafic et l'ancienneté de la voie) qui se font à pied depuis la plate-forme ferroviaire voire en cabine, par les agents de l'unité « Voie » (structure gérant le patrimoine correspondant géographiquement à un département administratif). Dans certains cas l'utilisation de l'hélicoptère permet d'optimiser cette surveillance en intégrant l'ouvrage dans son environnement ;
- visites détaillées au minimum quinquennales, pour suivre l'évolution d'ouvrages en terre sensibles, effectuées par le correspondant OT de l'établissement, avec le chargé ouvrage en terre régional et faisant l'objet de la rédaction d'un procès-verbal, avec propositions de surveillance ou de travaux d'entretien ou de confortement ;
- visites spécifiques intermédiaires pour suivi d'évolution entre deux visites détaillées, par les agents de l'établissement ;
- visites spéciales lors d'intempéries (suivant une consigne intempéries rédigée pour chaque établissement et décrivant les points singuliers à observer) ;
- visites d'expertise pour des désordres dont le diagnostic est difficile, ou sur des incidents brutaux qui ont des conséquences sur les circulations ferroviaires, par les experts de la direction de l'Ingénierie en présence des autres acteurs.

La gestion du patrimoine des ouvrages en terre vise à détecter les anomalies au plus tôt, dès leur apparition, pour permettre un bon diagnostic (garant de la sécurité) et l'engagement des mesures utiles avant une évolution irrémédiable. Celui-ci peut s'aider du suivi :

- des défauts géométriques des voies mesurés régulièrement par des engins ferroviaires spécialisés (appelés Mauzin, Mélusine ou IRIS 320) ou menées *in situ* par l'intermédiaire des reprises de nivellement, lorsque les désordres affectent la plate-forme (voir exemple de graphe de suivi en figure 7) ;
- de l'instrumentation des ouvrages et/ou de leur environnement, au moyen de :
 - tubes inclinométriques (tubes en aluminium scellés dans un forage) permettant de connaître la profondeur de rupture et suivre son évolution (voir graphe de dépouillement en figure 8),
 - tubes piézométriques (tubes PVC mis en place dans un forage) permettant de suivre l'évolution du niveau de la nappe,
 - suivis topographiques (piquets en fer scellés sur 1,50 m de hauteur) permettant de quantifier les déplacements de l'ouvrage en terre (tassements avec précision de l'ordre du mm et déplacements en planimétrie avec une précision de l'ordre du cm),
 - témoins de fissuration (sur les ouvrages en terre, les ouvrages d'art ou les parois rocheuses).

En cas d'évolution critique des mouvements, il peut être mis en place si nécessaire, en attendant un confortement :

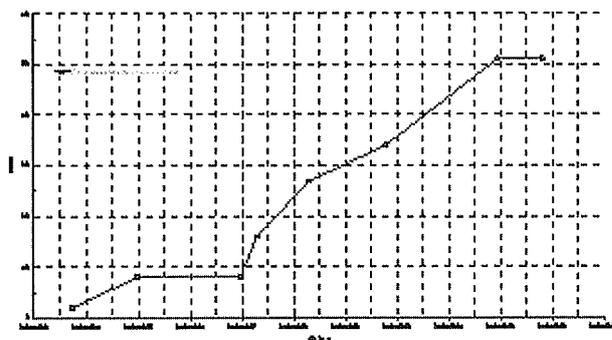
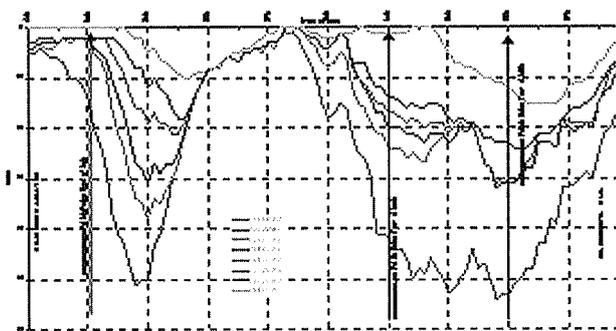


FIG. 7 Exemple de graphique de cumulées de reprises de nivellement sur un site instable et évolution en fonction du temps.
Example of leveling recollection on an unstable site and evolution according to time.

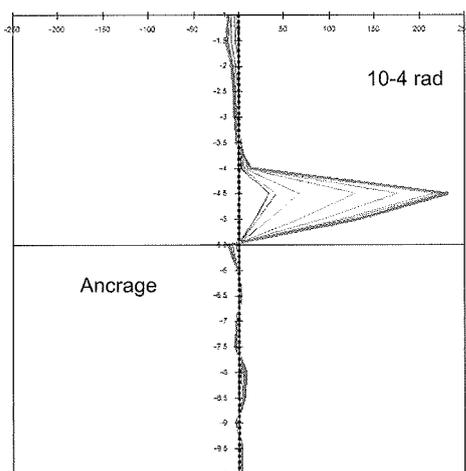


FIG. 8 Exemple de dépouillement d'un tube inclinométrique avec logiciel INCLINO 2001 (interne SNCF). A gauche, mesure angulaire ; à droite, évolution en fonction du temps de la mesure angulaire (surface de glissement à 4,50 m de profondeur).
Example of an analysis of an inclinometric tube with software INCLINO on 2001 (SNCF). On the left, angular measure ; on the right, evolution according to the time of the angular measure (sliding surface at 4.50 m of depth).

- un ralentissement voire un arrêt des circulations ;
- une surveillance renforcée ou permanente du site ;
- des mesures confortatives provisoires ;
- des systèmes de détection.

3.3

Traitement des désordres

Les désordres détectés peuvent nécessiter deux types de traitement :

- des travaux d'entretien (purge de parois rocheuses, curages des drainages, débroussaillages) permettant d'intervenir préventivement avant l'apparition de désordres plus conséquents ;
- des travaux confortatifs pour stabiliser l'ouvrage ou des parades pour se protéger des désordres dont l'origine se situe en dehors des emprises dans l'environnement.

A partir des éléments recueillis (visites d'expertise, sondages de reconnaissance avec essais *in situ* ou en laboratoire, résultats des suivis topographiques ou

inclinométriques, et éléments d'archives), des experts géotechniciens entreprennent l'étude du confortement de l'ouvrage avec, si nécessaire calcul justificatif utilisant les logiciels spécifiques. Pour chaque cas d'ouvrage, on choisit la solution technique la mieux adaptée en fonction du type d'instabilité et des conditions de réalisation (accès, contraintes ferroviaires, contraintes environnementales, etc.) de façon à gêner le moins possible les circulations ferroviaires et à optimiser le projet, tout en garantissant à chaque phase de travaux la sécurité des circulations.

Les travaux de confortement peuvent être très divers en fonction des désordres à traiter.

- Pour les ouvrages meubles, on citera :

- les terrassements consistant à changer la géométrie d'un ouvrage par enlèvement de matériaux (déchargement, reprofilage), par apport de matériaux ou par substitution des terrains en place par des matériaux de meilleure qualité : ces matériaux d'apport ont une granulométrie bien spécifique et proviennent de carrières ; on crée ainsi des banquettes de pied et des épaulements pour les remblais (Fig. 9), des masques et des risbermes pour les déblais (Fig. 10) ;

- les drainages superficiels par fossés (Fig. 11), et profonds par tranchées ou éperons drainants (voir Fig. 9) ;
- les clouages verticaux par pieux battus (type palplanches unitaires, Fig. 12), par pieux forés (de diamètre 200 à 800 mm) et par micro-pieux injectés (micropieux type IV) ;
- les clouages inclinés par boulons d'ancrage et peau de confinement en grillage métallique ou géogrille renforcée (Fig. 13) ;
- les soutènements de type berlinoise, gabions métalliques ou béton, mur préfabriqué en L ou mur en poutres ou caissons (technologies très diverses) ;
- les injections de sols pour traitement des fontis (Fig. 14) ;
- les protections de surface contre l'érosion (géosynthétiques ou géonattes).

Ces confortements peuvent résulter d'une combinaison de plusieurs types de traitements, dont l'exécution peut parfois être décalée dans le temps (par exemple drainage en 1^{re} phase, suivi d'un clouage en 2^e phase).

• Pour les ouvrages et versants rocheux, on différencie :

- les parades passives (on laisse le phénomène se produire mais on se prémunit des conséquences de la chute) : pièges à cailloux, écrans, merlons, grillage pendu. Lorsque le risque est lié à l'environnement (présence de versants avec chutes de blocs dont l'origine peut être à plusieurs centaines de mètres de la plate-forme ferroviaire), il est mis en place des filets protecteurs (statiques ou dynamiques avec absorption d'énergie) et/ou des filets détecteurs de chutes de rocher, (la détection ayant pour seule fonction d'arrêter les circulations ferroviaires en cas d'éboulement et de

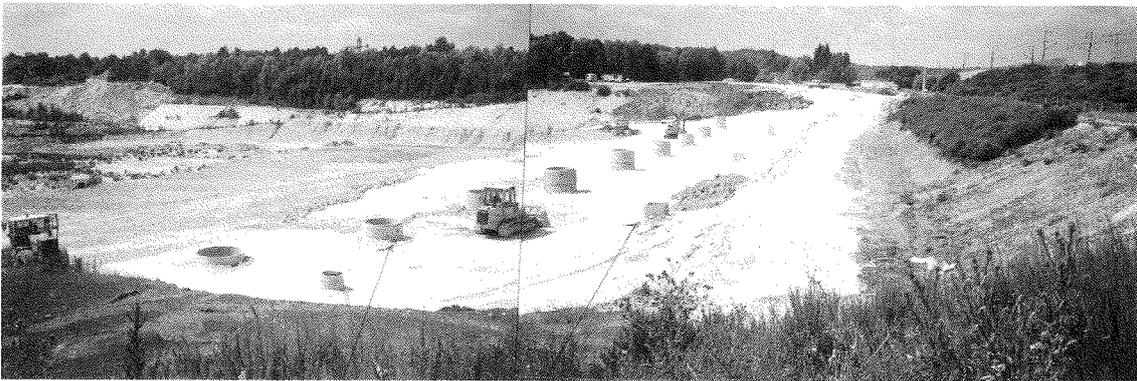


FIG. 9 Confortement d'un remblai par banquette étagée réalisée par plots et par tranchée et puits drainants.
Embankment reinforcement by staged banquette realized by plots and by trench and draining wells.



FIG. 10 Mise en œuvre d'un masque en déblai.
Realization of a mask in excavation.



FIG. 11 Exutoire d'un drainage transversale de remblai.
Release of a transversal drainage in embankment.



FIG. 12 Clouage par palplanches unitaires.
Nailing by unitaries « palplanches ».



FIG. 14 Travaux d'injection de sols (forages biais pour ne pas gêner les circulations).
Injection works of grounds (oblics drillings not to bother traffic).



FIG. 13 Clouage incliné d'un talus de déblai.
Oblique nailing of an excavation slope.



FIG. 15 Revêtement grillagé sur une tranchée rocheuse.
Cover fenced in on a rocky trench.

rupture d'un fil : transmission d'une alerte, mise au rouge de la signalisation, arrêt des convois avant la zone critique) ;

– les parades actives (on s'oppose à la chute) : ancrages, grillages plaqués-ancrés (Fig. 15), emmaillotages par filets de câbles (Fig. 16) butons, ouvrages en béton, béton projeté, réservés le plus souvent au traitement des tranchées rocheuses proches des voies.

Les travaux sont réalisés par des entreprises extérieures sous maîtrise d'œuvre de l'établissement qui nomme un chef de projet, et avec l'assistance du chargé des ouvrages en terre régional et éventuellement la présence des experts nationaux pour des travaux plus pointus (confortements rocheux complexes, clouage vertical ou incliné, voire des techniques innovantes) ou des aléas de chantier.



FIG. 16 Réalisation d'ancrages et mise en place de filets de câbles sur une tranchée rocheuse.
Realization of anchorings and implementation of nets of cables on a rocky trench.

Perspectives

L'amélioration de la maintenance des ouvrages en terre est axée sur :

- le développement d'un fichier informatisé national regroupant l'ensemble des ouvrages en terre sensibles pour le compte du maître d'ouvrage RFF. Il permet de mieux cibler les ouvrages à traiter en priorité (traitement préventif de l'ensemble d'une zone plutôt que plusieurs traitements curatifs sur plusieurs années à chaque incident) ;
- la réalisation de retours d'expérience et de synthèses nationales sur différents thèmes (corrélations entre défauts d'entretien et incidents, ouvrages rocheux, relations incidents/pluviométrie...);
- la mise en œuvre d'une veille technologique (recherche de techniques innovantes) ;
- la multiplication de thèmes de recherche, en liaison avec des organismes publics ou privés (comportement des limons du Nord de la France, méthodes de reconnaissance géophysique, détection de chutes de rochers, fibre optique, télémessures et télésurveillance, etc.) ou en interne SNCF.

Conclusion

Il a été montré tout au long de cet article l'importance de la stabilité et/ou de la protection des Ouvrages en terre tant pour la sécurité et la régularité des circulations ferroviaires que pour la fiabilité des itinéraires. Ces objectifs fondamentaux nécessitent une gestion spécifique du patrimoine des ouvrages en terre. Cette gestion est difficile et délicate du fait de leur extension et de leur grande variété tant géométrique que géotechnique, et d'autre part, de leur grande sensibilité aux aléas climatiques. C'est un patrimoine non figé dont le nombre évolue en permanence. La SNCF pour le compte de RFF met en œuvre une méthodologie de surveillance et d'intervention spécifique visant à détecter au plus tôt les indices de désordres pour pouvoir les traiter préventivement et limiter ainsi les conséquences sur les circulations ferroviaires. Ces missions requièrent des compétences spécialisées particulières au sein d'une organisation spécifique, cumulant les expériences et qui n'a pas d'équivalent dans le domaine routier.

Organisation des recherches dans le cadre du plan d'actions LGV Nord – Caractérisation des limons sous différents états hydriques et sous sollicitations ferroviaires

J.-M. TERPEREAU

SNCF

Direction de l'ingénierie

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

jean-marc.terpereau@sncf.fr

Résumé

Dans le contexte de recrudescence de fontis survenus au cours de l'hiver 2000-2001 particulièrement pluvieux (cf. inondations de la vallée de la Somme), et dans le cadre du rapport d'expertise du Conseil général des Ponts, RFF et la SNCF ont engagé des actions de recherche visant à : (i) caractériser le comportement des limons sous différents états hydriques et sous sollicitations ferroviaires, (ii) déterminer les mécanismes de rupture des fontis et leur vitesse d'évolution. Ces actions de recherche ont été lancées dès 2002 sous forme de projet élémentaire. Au fur et à mesure de la production des résultats, d'autres projets, ou phases de projet se sont greffés afin d'assurer auprès de la DTT (Direction des transports terrestres) la complétude des réponses apportées. Le présent article dresse le panorama d'ensemble de ces actions en rappelant, action par action, les attendus, et les principaux résultats obtenus.

Mots-clés : limon, état hydrique, chargement ferroviaire, fontis, mécanisme de rupture.

Organisation of researches within the action plan related to Northern LGV – Characterisation of silt at various hydric states and under various railway-based loadings

Abstract

In the context of resurgence of sinkholes that occurred during the particularly rainy winter 2000-2001 (cf. floods in the Somme Valley), and in the report of expertise by the General Council of Ponts (Conseil général des Ponts), SNCF and RFF have engaged research actions aimed at: (i) characterizing the silt behaviour at various hydric states and under various railway-based loadings;

(ii) determining, for the sinkholes, the failure mechanisms and its evolution rate. These actions were launched in 2002 by sub-projects. With the progress of the results production, other projects, or project phases are grafted in order to ensure the completeness of the answers for the DTT (Directorate of landing Transport). This paper presents the panorama of all these research activities by showing, action by action, the expected and the main results obtained.

Key words: silt, hydric state, railway-based loading, sinkholes, failure mechanism.

1

Introduction

Les intempéries de l'hiver 1993-1994 en Picardie et particulièrement sur certains secteurs de la ligne nouvelle à grande vitesse LGV Nord avaient conduit au déraillement à pleine vitesse d'une rame en décembre 1993 sur un fontis situé en voie d'environ 3 m de diamètre. Cet incident, sans dommage pour les personnes, avait mis en évidence la conception particulièrement favorable du TGV en cas de déraillement avec le boggie positionné au niveau de l'intercirculation entre deux voitures, gage d'une rigidité importante de la rame TGV. Celle-ci était en effet restée en ligne. Cela avait conduit à la réalisation d'un premier plan d'actions. Ainsi de nombreux chantiers d'injections sur des zones présentant des anomalies microgravimétriques confirmées par des sondages de reconnaissance et pouvant être mises en relation avec des cavités d'origine militaire avaient été réalisés.

Les intempéries exceptionnelles de l'hiver 2000-2001 d'intensité supérieure à celles de décembre 1993 ont provoqué des inondations sur une longue période de la Somme ; de nombreuses communes situées dans la région Picardie étaient touchées par une recrudescence de fontis. Le réseau ferroviaire, de ce secteur avait subi également l'impact des intempéries, sous la forme de fontis de dimensions relativement limitées (1 à 2 m), le plus souvent situés en limite de la plateforme ferroviaire à proximité des drainages latéraux. Au titre des mesures conservatoires, l'exploitation de la ligne s'est faite alors en conditions dégradées avec une vitesse réduite à 170 km/h au lieu de 300 km/h sur les tronçons concernés par ces fontis et cela en attente des travaux (injections et étanchement de fossés de plate-forme).

Bien que ces événements soient, de par leur taille et leur position, moins critiques que celui ayant conduit à l'incident de décembre 1993 (3 m en voie), les conséquences sur la régularité étaient fortes ; il était donc nécessaire, au-delà des mesures utiles à la restitution en vitesse normale des conditions d'exploitation (comblement des cavités, injections complémentaires, amélioration de l'étanchéité des eaux de surface), d'en comprendre leur origine.

La mission confiée par le Conseil général des Ponts à M. Rat pour le compte de la Direction des transports terrestres avait conduit à identifier notamment le besoin d'améliorer les connaissances sur :

- les mécanismes à l'origine de ces fontis (en identifiant le rôle joué par la teneur en eau mais aussi l'influence éventuelle des vibrations induites dans le sol par les circulations TGV ;
- les méthodes d'investigation permettant de caractériser ces phénomènes.

Un panorama de ces différentes actions est proposé dans le présent article. On note qu'il a fallu faire appel à des niveaux élevés de compétences dans des domaines aussi multiples que variés telles la géologie du quaternaire, la mécanique des sols non saturés, la dynamique des sols, la modélisation du passage d'une circulation, etc. *In fine*, il a fallu aussi se confronter « au terrain », et à travers une campagne d'investigations géotechniques particulièrement élaborée, faire le lien entre la compréhension de phénomènes identifiés au laboratoire et résultats d'une campagne de reconnaissance.

Le tableau I présente les rapports de recherche réalisés par les différents acteurs dans le cadre spécifique du projet.

2

Panorama des actions

2.1

Étude bibliographique – Identification des compétences

Dans un premier temps, une importante recherche bibliographique a été entreprise dans les domaines de la mécanique des sols non saturés et de la dynamique des sols. Elle a abouti début 2003, à travers la production d'une liste bibliographique riche de 126 références classées par thème. La caractérisation géologique, préalable à toute action s'est imposée. Sous le terme générique de limons des plateaux tel que décrit dans les cartes géologiques du Nord de la France se cache l'extrême diversité des loëss [2] et [3] :

« Les loëss sont des limons d'origine éolienne caractéristiques des environnements périglaciaires du quaternaire (depuis 2,4 Ma). Ils se localisent essentiellement entre 30 et 60° de latitude Nord, en marge des grands inlandsis et des zones désertiques (Chine). Les alternances loëss-paléosols constituent des séquences loëssiques dont l'épaisseur de l'ordre de 5 à 40 m en Europe occidentale et centrale, peut localement dépasser 200 m en Chine où ils correspondent à environ 2,4 Ma. Actuellement l'étude pluridisciplinaire de ces séquences est un des moyens privilégiés de reconstitution de l'enregistrement paléo-climatique en domaine continental. Au sein de ces séquences, les loëss typiques sont constitués par des silts quartzeux (fraction dominante 10-50 µm), calcaires, extrêmement bien classés, pauvres en sable, non stratifiés, et qui possèdent une structure isotrope fortement poreuse et métastable. D'un point de vue géotechnique, ce sont des matériaux effondrables, extrêmement sensibles aux variations d'humidité, à la

TABLEAU I Rapports internes réalisés par différents acteurs du projet.
Internal reports established by different actors of the project.

Titre	Auteur
Caractérisation des limons – Modélisation numérique de la réponse dynamique d'une plate-forme ferroviaire fondée sur limons	Géodynamique et Structures, rapport indice A du 05/12/2002
Caractérisation des limons – Étude du comportement des limons non saturés soumis aux vibrations ferroviaires	ENPC : – rapport Lot 1 du 26/07/2003 – rapport Lot 2 du 26/09/2003 – rapport Lot 3 du 17/05/2004
Caractérisation des limons – LGV Nord, site de Beugnâtre – Plot d'essais au Pk 140.855	FUGRO, rapports réf. 31PDF074 indice 1 du 14/10/2003 et rapport complémentaire février 2004
Caractérisation des limons – Application de la méthode d'analyse spectrale des ondes de surface sur le site SNCF de Beugnâtre	BRGM, décembre 2002
Caractérisation des limons – Mise en place capteurs – Suivis	SEGG
Caractérisation des limons – Compte rendu : Installation de sondes d'humidité en forage	Sols Mesures, 24/07/2003
Caractérisation des limons – Auscultation par diagraphies nucléaires	LROP, dossier n° 40768-1 du 5/07/2004

compaction et aux vibrations. Dans le Nord-Ouest de l'Europe, où ils constituent une zone plus ou moins continue de la Bretagne à la vallée de Rhin, l'analyse détaillée de la séquence du Pléistocène supérieur (128/15 ka, BP) permet de mettre en évidence une succession pédosédimentaire complexe au sein de laquelle les loëss carbonatés sont caractérisés d'une courte période centrée autour du dernier maximum glaciaire (30-15 ka, BP). »

Il faut également noter l'importance de l'école russe à travers les publications d'Abelev et Abelev [1]. On mentionnera également les travaux de Gibbs et Bara [7].

Il faut souligner la contribution de Cui *et al.* [4] à [6] s'intéressant, suite au déraillement de décembre 1993, à la caractérisation au laboratoire sous les aspects d'effondrabilité des loëss rencontrés sur le tracé du TGV Nord.

À l'issue de cette phase de bibliographie, il est apparu clairement que, si le domaine du comportement des loëss sous différents états hydriques était richement développé dans la littérature avec les écoles russe, chinoise et américaine, le couplage avec le domaine vibratoire est lui très peu exploré hormis en tant que vibration générée en phase travaux pour éliminer un risque d'effondrement (vibroflottation en phase chantier). En particulier, le comportement des loëss sous différents états hydriques et sous vibration ferroviaire n'a jamais été appréhendé.

Cette première étape a permis d'identifier les meilleures compétences disponibles dans les domaines vibratoires (Géodynamique et Structures) ainsi qu'en mécanique des sols non saturés (ENPC) pour réaliser les études présentées ci-après.

Un « macrozonage » de la distribution des loëss le long de la ligne a pu être établi à partir de l'exploitation des campagnes de reconnaissances réalisées pour la réalisation de la Ligne à Grande Vitesse [9]. Une intégration dans le SIG (Système d'informations géographique) est prévue.

2.2

Étude paramétrique du comportement d'une plate-forme ferroviaire et du sol support sous sollicitations type TGV (Géodynamique et Structures)

Au vu du constat précédent, une première étude a été entreprise afin de fournir, pour différentes conditions de site, des ordres de grandeur des sollicitations générées par les circulations ferroviaires. Ces modélisations étaient un préalable à la réalisation des essais en laboratoire (ENPC) afin de définir les protocoles de réalisation de ces essais. Cette étude a été confiée à Géodynamique et Structures, bureau d'études spécialisé en dynamique des sols et ayant déjà une expérience du comportement des plate-formes ferroviaires sous circulation à grande vitesse, tant en mesures *in situ*, qu'en modélisation [10] et [11]. Ainsi le modèle utilisé MISS 2.5 D avait été préalablement étalonné sur la LGV Nord avec des mesures de terrain dont disposait Géodynamique et Structures. Les résultats de cette étude ont également permis d'identifier des zones proches de la plate-forme ferroviaire (zone de fossés ou de collecteurs drainants) qui sont affectées par des combinaisons de sollicitations défavorables (déconfinement et cisaillement cyclique) au passage des circulations.

Ces niveaux de sollicitations ont ensuite été validés à l'occasion de campagnes de mesures réalisées sur le site test de Beugnâtre.

2.3

Campagne d'essais en laboratoire (ENPC)

Trois phénomènes ont pu être identifiés et quantifiés à l'issue de la campagne d'essais en laboratoire :

- l'effondrement, tassement immédiat au mouillage sous charge prédéfinie, mécanisme significatif d'amplitude limitée (2 à 5 %) aboutissant à une augmentation de la stabilité du squelette granulaire ;

– l'endommagement, fatigue et réorganisation du squelette sous l'influence des circulations ferroviaires répétées et pour un état hydrique donné, mécanisme significatif d'amplitude négligeable dans des états hydriques normaux ;

– la liquéfaction, perte quasi totale de la résistance mécanique du sol saturé sous sollicitations ferroviaires TGV, mécanisme significatif avec déformations importantes (déformation axiale $\approx 20\%$) générant un état instable.

On note cependant que suivant les recommandations de l'Association française du génie parasismique (AFPS 90), les lœss rencontrés sur le tracé du TGV Nord ne sont pas considérés comme liquéfiables.

2.4

Campagne d'essais de reconnaissance *in situ*, site expérimental de Beugnâtre

L'objectif de la campagne menée sur le site expérimental de Beugnâtre (Fig. 1) était de disposer d'une banque de données de la réponse des différentes techniques de reconnaissances en conditions d'état hydrique dite « courant » et sous des teneurs en eau proches de la saturation. L'objectif final était de pouvoir proposer une campagne de reconnaissance spécifique au contexte géotechnique de la LGV. En fonction des évolutions du périmètre du projet, un objectif supplémentaire a ensuite été de fournir les données entrantes à un outil développé par l'ENPC permettant de qualifier le niveau d'aléa (cf. paragraphe spécifique développé plus loin). Une campagne de reconnaissance a été réalisée en juillet 2003 par l'entreprise FUGRO. Le LROP est intervenu également pour la réalisation des diagraphies nucléaires. Le BRGM a fourni pour sa part une caractérisation des lœss par méthode géophysique SASW (ondes de surface). Une liste des méthodes de reconnaissance déployées lors de cette campagne est présentée dans le tableau II ; chaque méthode a été testée sous son état hydrique naturel et sous un état proche de la saturation (plots d'essais spécifiques).

TABEAU II Liste des méthodes déployées sur le site expérimental de Beugnâtre.

List of the methods tested at the experimental site of Beugnâtre.

Plot d'essais spécifiques : Réalisation de zones saturées

Sondage carotté
Sondages pressiométriques
Sondages au pénétromètre dynamiques
Sondages au pénétromètre statique (avec pointes piézocône, sismique, pressiométrique et vidéo)
Sondages SPT
Sondages destructifs
Essais scissométriques
Essais au Dilatomètre plat Marchetti (DMT)
Mesures par diagraphies nucléaires

Un exemple de deux sondages pénétrométriques (dynamique et statique) est reporté sur la figure 2 ; il est aisé de remarquer que la résistance mesurée à l'aide de cet appareil est fortement altérée avec une augmentation de la teneur en eau du sol ; cette chute de la résistance est limitée aux horizons compris entre 2 et 3 m de profondeur (horizons lœssiques les plus sensibles).

Ce chantier a également permis de comparer les réponses des enregistrements de paramètres en sondage avec 8 paramètres (VA, PI, PO, PR, CR, VR, débit, percussion réfléchie). Pour ce site parfaitement caractérisé, les méthodes ou moyens suivants ont pu être comparées :

- rotation pure ou rotopercussion ;
- diamètre 64 ou 89 ;
- fluide de forage eau, GSP, air.

De façon concertée avec l'entreprise de sondages, une mise en qualité assez poussée de l'atelier de forage a été appliquée. A titre d'exemple, l'ensemble des capteurs sur la machine a été vérifié d'un point de vue métrologie. Alors qu'usuellement il est privilégié dans le cadre de la détection de cavités, le recours à la rota-

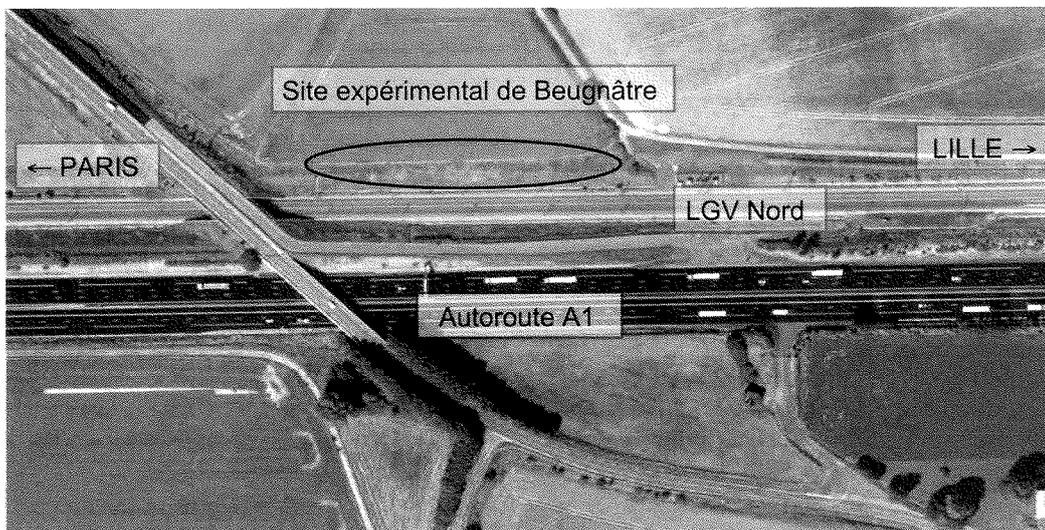


FIG. 1 Vue aérienne du site expérimental de Beugnâtre (km 141). Photographie prise lors du vol infrarouge de la ligne en septembre 2001.
Aerial view of the experimental site of Beugnâtre (km 141). Photography taken during the infrared flight of the line in September, 2001.

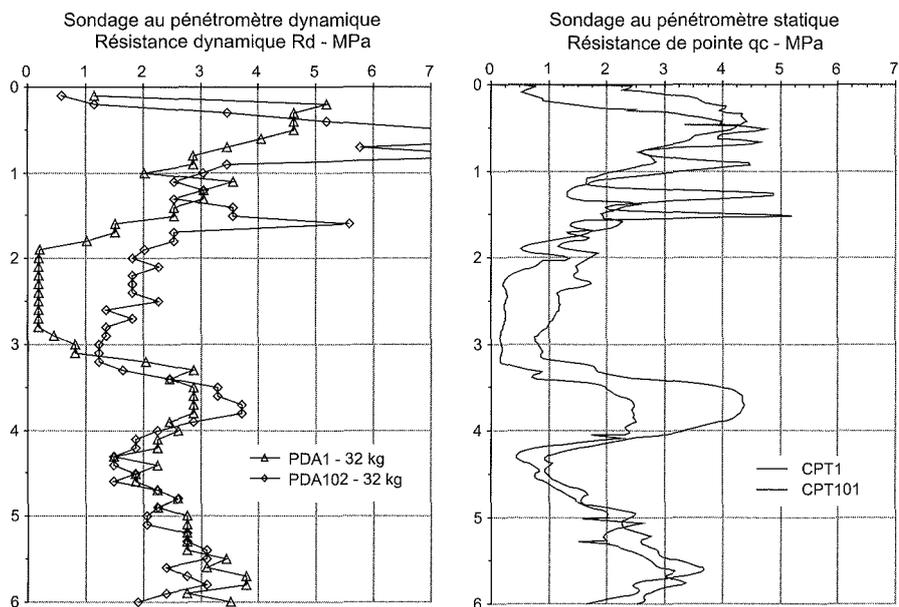


FIG. 2 Exemple de l'influence de l'état hydrique (saturation de la tranche 0 à 5 m) sur la réponse de sondages au pénétromètre dynamique et au pénétromètre statique (Campagne FUGRO 2003). Courbe PDA102-CPT101 (décalée à droite) : sondage sous état hydrique naturel ; courbe PDA1-CPT1 (décalée à gauche) : sondage sous état proche de la saturation.

Example of the influence of hydric state (saturation of the trench from 0 to 5 m) by the response of the investigation using dynamic penetrometer and static penetrometer (Campain FUGRO 2003). Curve PDA102-CPT101 (rightwards) : investigation at natural state ; curve PDA1-CPT 1 (leftwards) : investigation at a state close to saturation.

tion pure, un forage dans un diamètre le plus important possible et l'utilisation de fluide non mouillant, d'excellents résultats ont été obtenus en forage à l'eau diamètre 64.

Les premières conclusions qui peuvent être dressées sont les suivantes :

– le qualificatif de « décomprimé » utilisé fréquemment pour qualifier les limons ne correspond généralement pas à un état permanent du sol (hormis à l'aplomb d'une tranchée militaire par exemple) mais dépend fortement de sa teneur en eau ;

– le mode de prélèvement d'échantillon affecte les résultats des essais en laboratoire ; après comparaison la méthode la plus appropriée est le prélèvement de blocs en place dans une tranchée ;

– vis-à-vis du phénomène de liquéfaction, la campagne de reconnaissance type retiendra plusieurs méthodes parmi les suivantes :

- sondage carotté couplé à des essais d'identification (limites d'Atterberg, mesure de la teneur en eau),
 - géophysique par méthode des ondes de surface (SASW),
 - sondage au pénétromètre statique,
 - sondage au pénétromètre dynamique,
 - sondage destructif avec enregistrement de paramètres,
 - sondage avec diagraphie pour mesures de densité, dilatomètre Marchetti ;
- vis-à-vis de l'objectif assigné, certaines techniques de reconnaissance se sont révélées peu pertinentes :

- sondage scissométrique (mesure impossible dans un état hydrique normal),

- sondage pressiométrique (intégration de couches d'épaisseur trop importante).

D'une manière générale, étant donnée la difficulté de diagnostic du potentiel de liquéfaction, toutes les campagnes « monométhode », ou sans mise en qualité suffisante des ateliers, sont à proscrire.

2.5

Campagne d'instrumentation du site de Beugnâtre

L'objectif de l'instrumentation déployée sur le site expérimental de Beugnâtre était de :

- vérifier expérimentalement les ordres de grandeurs des vibrations fournies par les modélisations réalisées par Géodynamiques et Structures et utilisés dans le cadre de la définition des protocoles pour les essais en laboratoire (campagne de l'ENPC) ;
- estimer les paramètres dynamiques (modules de cisaillement (G) et modules d'Young (E)) et leurs évolutions suivant les variations d'état hydrique ;
- suivre en continu les variations d'état hydrique dans le temps et à différentes profondeurs en parallèle avec le suivi pluviométrique.

Le site de Beugnâtre a fait l'objet d'une instrumentation en sondes d'état hydrique (Fig. 3), et en capteurs de vibrations : accéléromètres et géophone triaxiaux (Fig. 4). Les éléments du suivi (débuté depuis

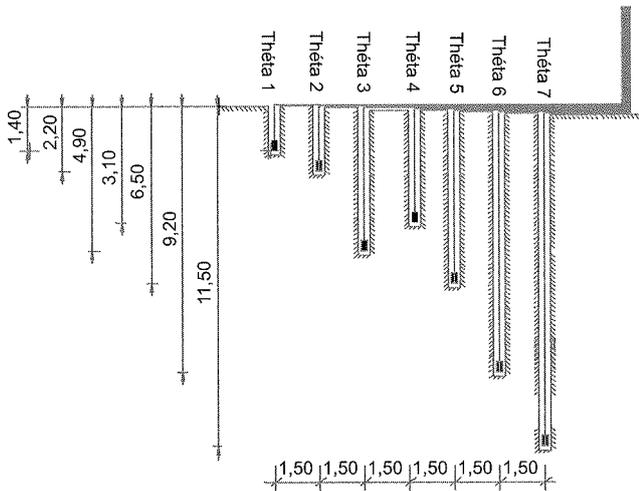


FIG. 3 Implantation des sondes de teneurs en eau en crête de talus, site de Beugnâtre.
Installation of water content sensors on top of the slope, site of Beugnâtre.

mars 2004) nous indiquent des variations limitées de la teneur en eau volumique (période climatique relativement sèche, voir Figs. 5 et 6).

Les résultats du suivi de l'instrumentation (Figs. 7 et 8) ont permis de montrer que les ordres de grandeur des vibrations prises en compte à l'issue des modélisations sont confirmés en termes d'intensité et de contenu fréquentiel ; ces mesures sont par ailleurs cohérentes avec celles réalisées dans le cadre du programme européen Supertrack (*Sustained Performance of Railways Track*) qui s'intéresse notamment au comportement dynamique de la voie ballastée [12].

Les valeurs prises en compte pour la réalisation des essais en laboratoire ont donc été validées *a posteriori*.

Un autre objectif était de suivre les variations des modules dynamiques dans le temps et en fonction des variations d'état hydrique ; cet ambitieux volet n'a pu être mené à son terme. La finalité à terme aurait été de disposer *in situ* d'un dispositif avertisseur d'une évolution préjudiciable des conditions de portance de la plate-forme.

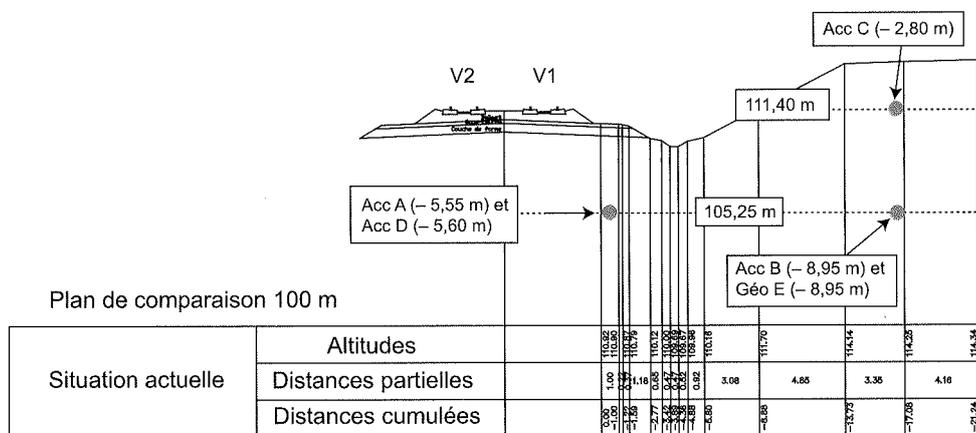


FIG. 4 Implantation des capteurs de vibration.
Installation of vibration sensors.

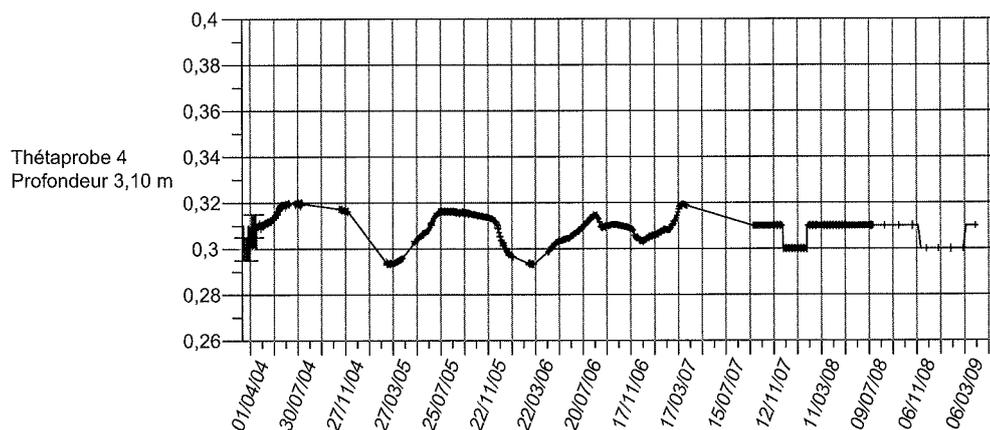


FIG. 5 Variation des teneurs en eau volumiques en fonction du temps (capteur situé à 3,1 m de profondeur).
Variation of volumetric water content with time (sensor situated at 3.1 m depth).

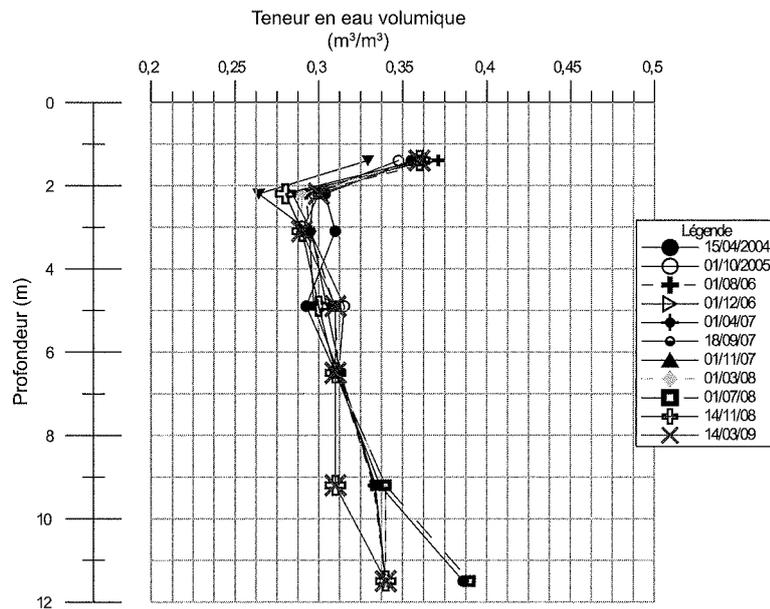
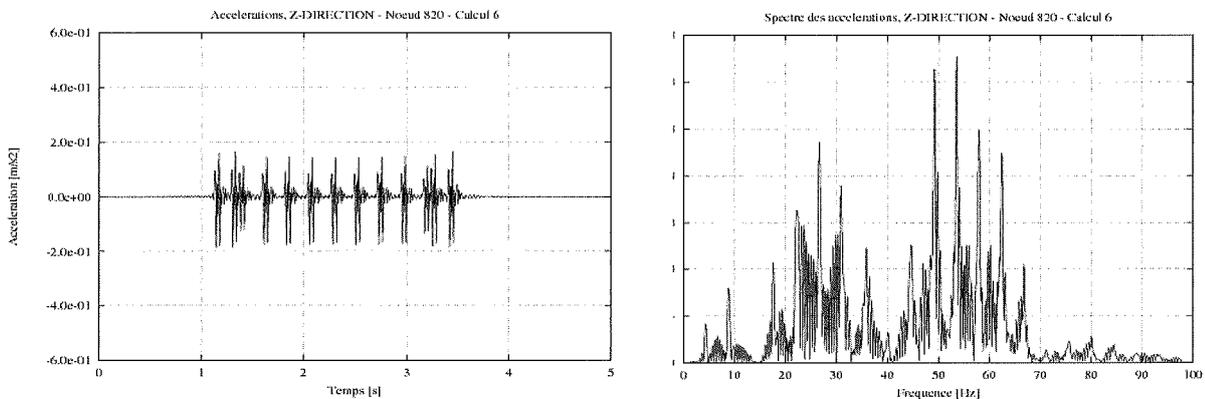
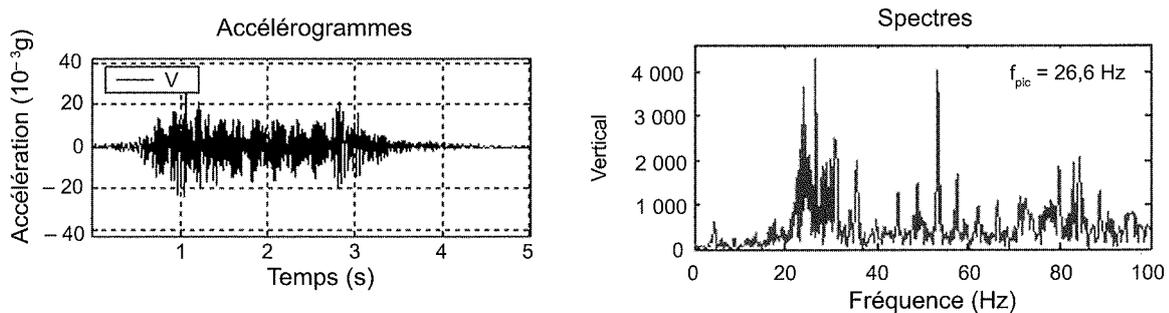


FIG. 6 Évolution des profils hydriques entre octobre 2005 et janvier 2006.
Evolution of hydric profiles from between October 2005 and January 2006.



Résultats des modélisations (d'après Géodynamique et Structures).
Représentation des accélérations à 4 m de l'axe de la voie et à 6 m de profondeur sous le TN.
A gauche ; accélérations en fonction du temps ; à droite : contenu fréquentiel.



Résultats expérimentaux (d'après SEGG).
Représentation des accélérations à 4 m de l'axe de la voie
et à 5,55 m de profondeur sous le TN (accéléromètre A).
A gauche : accélérations en fonction du temps ; à droite : contenu fréquentiel.

FIG. 7 Mesures de vibrations. Comparaison des modélisations et des résultats expérimentaux.
Vibrations measurements. Comparison between modelling and experiment.

Conclusion

Ces différents projets ont été conduits en gardant à l'esprit à la fois, la recherche d'une explication à des phénomènes physiques observés, le cadre de la sécurité des circulations ferroviaires, la recherche de solutions de surveillance innovantes (actuellement les principes de surveillance sont essentiellement basées sur des déclenchements de tournées hélicoptère sur la base de dépassement de seuils pluviométriques) ; le tout dans un cadre budgétaire optimisé.

Globalement ces recherches n'ont pas servi simplement à caractériser les phénomènes d'instabilité affectant les loëss. Elles ont permis de fournir un argumentaire étayé au propriétaire de l'infrastructure (RFF) notamment pour engager des actions préventives d'étanchement de fossés de plate-forme. Elles ont bien entendu également servi à répondre aux interrogations formulées par la DTT.

Enfin les derniers développements, non exposés dans le cadre du présent article consistent à (i) quantifier l'aléa en cas de saturation ultérieure du sol, à partir des résultats d'une campagne d'investigations type, et (ii) disposer d'une méthode alternative aux injections par des coulis (imprégnation).

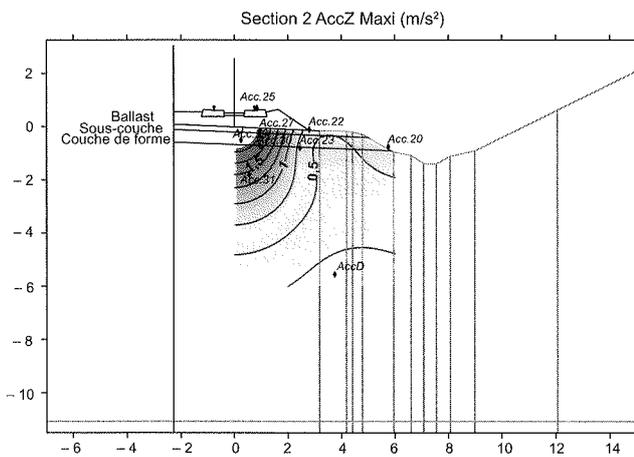


FIG. 8 Accélérations verticales maximales mesurées sur le site de Beugnâtre section instrumentée du km 140 + 934 (unité : m/s^2). Mesures réalisées dans le cadre du programme européen Supertrack.

Maximum vertical accelerations measured at the site of Beugnâtre, instrumented section of km 140 + 934 (unity : m/s^2). Measurements performed within the European program Supertrack.

Bibliographie

- [1] Abelev Y.M., Abelev M.O.Y. – *Bases de l'élaboration des projets et de la construction sur les sols loëssiques affaissables*. Lavoisier. Techniques & Documentation, Paris (traduction française J.-P. Magnan), 1986, 787 p.
- [2] Antoine P. – Les loëss en France et dans le Nord-Ouest européen. *Revue française de géotechnique*, n° 99, 2002, p. 3-21.
- [3] Antoine P., Catt J., Somme J. – The Loess and Coversands of Northern France and Southern England. *Journal of Quaternary Science*, 18, 2003, p. 309-318.
- [4] Cui Y.-J., Delage P., Alzoghbi P. – *Étude du comportement des loëss sur le tracé du TGV Nord*. Rapport de recherche ENPC, 1997.
- [5] Cui Y.-J., Delage P., Schlosser F., Wojnarowicz M. – Étude du comportement volumique d'un loëss du Nord de la France. *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Ed. Balkema, Rotterdam, 1999, p. 337-342.
- [6] Cui Y.-J., Delage P., Durand F., Schlosser F., Wojnarowicz M. – Comportement mécanique des loëss sur le tracé du TGV Nord. *Proc. 11th Eur. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 7, 1995, p. 45-50.
- [7] Gibbs H.J., Bara J.P. – *Predicting surface subsidence from basic soil tests*. Special technical publication, n° 322, ASTM, 1962, p. 231-247.
- [8] Picoux B. – *Étude théorique et expérimentale de la propagation dans le sol des vibrations émises par un trafic ferroviaire*. Thèse de doctorat de l'École centrale de Nantes/université de Nantes, 2002.
- [9] Terrasol – *Localisation des loëss sur la ligne du TGV Nord*. Rapport Terrasol n° 1994.030AC/02, 1998.
- [10] Ropers F., Pecker A. – *Remblai de Ressons – LGV Nord. Contribution à l'analyse du comportement dynamique de la plate-forme, note n° 1*. Rapport de Géodynamique et Structures, 2000.
- [11] Ropers F., Pecker A. – *Remblai d'Hattencourt – LGV Nord. Contribution à l'analyse du comportement dynamique de la plate-forme, note n° 2*. Rapport de Géodynamique et Structures, 2000.
- [12] Supertrack G1RD-CT-2002-00777 – Final Report, December 2005.

Vibrations induites dans les sols par le trafic ferroviaire : expérimentations, modélisations et isolation

**J.-F. SEMBLAT
L. LENTI**

IFSTTAR

Département Géotechnique,
Eau et Environnement
Groupe Séismes et Vibrations
58, bd Lefebvre
75732 Paris Cedex 15

D. JACQUELINE

Centre d'expérimentation
routière
CETE Normandie-Centre
10, chemin de la Poudrière
BP 245
76121 Grand-Quevilly Cedex

J.-J. LEBLOND

LR Clermont-Ferrand
CETE de Lyon
8-10, rue Bernard-Palissy
ZI du Brézet, BP 11
63014 Clermont-Ferrand
Cedex

E. GRASSO

IFSTTAR
Laboratoire de Mécanique
des Solides
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

Résumé

Le trafic ferroviaire induit des sollicitations cycliques et dynamiques dans la structure de la voie mais également dans le sol support et l'environnement (Degrande *et al.*, 2006 ; François *et al.*, 2007 ; Kausel, 2008 ; Lefeuvre-Mesgouez *et al.*, 2002 ; Paolucci et Spinelli, 2006).

L'analyse de ces sollicitations et des effets induits (e.g. vibrations, ondes...) est fondamentale pour apprécier leur ampleur et remédier à leurs conséquences éventuelles (tassements, nuisances...).

Après un bref rappel de la réglementation, des expérimentations *in situ* montrent tout d'abord la variabilité des paramètres caractérisant les principaux phénomènes en jeu (propagation d'ondes dans le sol, vibrations induites...). Les principaux essais dynamiques en laboratoire sont ensuite présentés. Ils autorisent la détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux (e.g. essais à la colonne résonnante), mais aussi une analyse simplifiée des phénomènes vibratoires en conditions contrôlées (e.g. essais en fosse géotechnique, essais en centrifugeuse).

Après avoir caractérisé les sources vibratoires et les contrastes de raideur (ou de vitesse d'ondes) entre les différentes couches de sol (ou diverses inclusions), il est alors possible de modéliser des configurations types ou réalistes à l'aide de méthodes théoriques (fonctions de transfert) ou numériques (e.g. éléments finis, éléments de frontière). Des études paramétriques permettent d'analyser les phénomènes de propagation et l'amortissement dans le sol afin d'estimer l'évolution spatiale de l'amplitude des vibrations dans ces différentes configurations.

In fine, il peut être nécessaire d'envisager, le cas échéant, des techniques de mitigation ou d'isolation afin de limiter les conséquences éventuelles des vibrations induites. Plusieurs résultats expérimentaux et numériques originaux illustreront ce dernier point.

Mots-clés : vibrations, trains, ferroviaire, dynamique, propagation, isolation, essais, simulation numérique.

Railway vibrations induced into the soil: experiments, modelling and isolation

Abstract

Railway traffic induces cyclic and dynamic loadings in the track structure but also in the close environment (Degrande *et al.*, 2006; François *et al.*, 2007; Kausel, 2008; Lefeuvre-Mesgouez *et al.*, 2002; Paolucci et Spinelli, 2006). The analysis of such excitations and their effects (e.g. vibrations, waves, etc.) is fundamental to estimate their level and mitigate their potential consequences (settlements, nuisances, etc.).

After a brief summary of the current regulations, *in situ* experiments show the variability of the parameters characterizing the main phenomena (wave propagation into the soil, induced vibrations, etc.). The main dynamic laboratory experiments are then discussed. They allow the estimation of the dynamic features of the materials (e.g. resonant column test), but also a simplified analysis of the main phenomena under controlled conditions (e.g. experiments in a geotechnical pit, centrifuge tests). The vibratory sources and the impedance ratios between the various soil layers (or some inclusions) being known, it is then possible to model some specific or actual configurations through theoretical (transfer functions) or numerical (e.g. finite elements, boundary elements) methods. Parametric studies allow the analysis of the propagation phenomena and the attenuation process in the soil in order to investigate the spatial variations of the vibrations amplitude in such various configurations. Finally, it may be useful to consider mitigation or isolation techniques in order to limit the consequences of the induced vibrations (e.g. vibratory nuisances, radiated noise). Several experimental and numerical results illustrate this key issue.

Key words: vibrations, trains, railway, dynamics, propagation, isolation, experiments, numerical simulation.

1

Introduction

Dans cet article, différents aspects des problèmes vibratoires sont abordés. Un bilan des aspects réglementaires est d'abord proposé. En partant de données mesurées à proximité de voies ferroviaires, on constate ensuite la variabilité très forte des vitesses particulières maximales en fonction du type de train mais aussi, et surtout, des caractéristiques des sols. La caractérisation dynamique des sols en laboratoire (colonne résonante, essais en centrifugeuse) est donc abordée dans la suite de l'article. Les paramètres prépondérants sont le module dynamique (ou la célérité des ondes) et l'amortissement. Comme la propagation des ondes et vibrations dépend fortement des contrastes de propriétés entre les couches, quelques éléments théoriques en attestant sont ensuite rappelés. Pour les applications réalistes, des simulations numériques utilisant les paramètres dynamiques déterminés sur site ou en laboratoire sont nécessaires (méthode des éléments finis (FEM), méthode des éléments de frontière (BEM)). La modélisation est un outil indispensable pour analyser les mesures sur site et généraliser les lois d'atténuation donnant les vitesses particulières maximales en fonction de la distance pour différents types de sols. Elles permettent également des comparaisons avec les expérimentations en conditions contrôlées pour différentes sources d'excitation (e.g. essais en fosse géotechnique) et sont particulièrement adaptées à l'analyse et l'optimisation de dispositifs d'isolation vibratoire. Ce dernier point est abordé en dernière partie d'article à l'aide de mesures sur site originales et d'exemples de simulations récents.

2

Aspects réglementaires

Il n'existe, à ce jour, aucune réglementation spécifique aux vibrations ferroviaires. Seuls s'appliquent les textes généraux sur l'environnement et le droit des tiers imposant la prise en compte des nuisances vibratoires, sans indication de valeur limite ni de méthode d'évaluation des effets. Cette situation devrait toutefois évoluer, les autorités compétentes ayant engagé une réflexion sur l'opportunité de modifier le cadre normatif, réglementaire et législatif dans le domaine des vibrations. La normalisation connaît en revanche une évolution récente importante émanant de trois approches différentes des phénomènes vibratoires exposées ci-après.

La norme NF ISO 14837-1 « Vibrations et bruits initiés au sol dus à des lignes ferroviaires – partie 1 – directives générales » (avril 2006) a été élaborée par la commission ISO/TC108 homologuée NF, et représente le seul texte spécifiquement consacré aux vibrations ferroviaires. Elle décrit successivement, les phénomènes vibratoires concernés, leurs effets et leur mode de mesurage et d'évaluation. Elle définit ensuite différents types de modèles prédictifs suivant une complexité croissante avec l'état d'avancement des études de l'infrastructure concernée. Ce texte doit être complété à court terme par cinq autres parties concernant les modèles prédictifs, le mesurage, les critères d'évaluation, les mesures d'atténuation et la gestion des actifs.

La norme française NF E 90-020 « Méthode de mesurage et d'évaluation des réponses des constructions, des matériels sensibles et des occupants » (juillet 2007) s'applique à toutes les vibrations provoquées par l'activité humaine, dont les vibrations ferroviaires. Ce texte définit trois modes de mesurage et d'évaluation des vibrations en fonction du mode d'intervention (expertise, études, contrôles) et des instrumentations dépendant du récepteur (structure, équipements sensibles, occupants).

Existent également des normes spécifiques dépendant du récepteur comme la norme NF ISO 8569 concernant les équipements sensibles, la norme NF EN ISO 8041 (E90-403) concernant l'appareillage de mesure pour évaluer la réponse des individus aux vibrations. Ces dernières normes définissent des méthodes de mesurage et d'évaluation des effets des vibrations en fonction du récepteur qui les supporte et s'appliquent aux vibrations ferroviaires lorsqu'elles sollicitent ces types de récepteur.

On constate toutefois un manque de cadre législatif global permettant d'estimer l'impact des vibrations sur les structures, les ouvrages et les équipements sensibles, pour quantifier l'inconfort des individus ou pour apprécier les éventuelles responsabilités vis-à-vis des dommages ou des nuisances occasionnés. Cette situation reflète l'importance des enjeux liés à ces thématiques et la complexité des phénomènes physiques sous-jacents. Il s'avère donc nécessaire de faire évoluer les normes d'une part et l'état des connaissances d'autre part. Sur ce dernier point, plusieurs aspects doivent être approfondis : modalités d'émission des vibrations, propagation des ondes dans les structures des voies et dans les sols, effets sur l'environnement urbain et industriel. Pour une source donnée et un même trajet de propagation, les effets des vibrations sont également conditionnés par l'état des structures (notamment leur vulnérabilité) et par la sensibilité des individus. Ces considérations constituent un enjeu majeur pour les normes sur les vibrations ferroviaires puisque celles-ci définissent les paramètres à contrôler et les valeurs seuil à respecter. Une compréhension approfondie des risques et nuisances associés aux vibrations induites par le trafic ferroviaire est donc indispensable.

3

Mesures des vibrations sur site et caractérisation des sols en laboratoire

Afin d'étudier les phénomènes liés à l'émission et la propagation d'ondes et de vibrations dues au trafic ferroviaire, il est indispensable de mener des campagnes de mesure sur le terrain. Elles permettent d'appréhender la réalité dans toute sa complexité, mais elles combinent donc simultanément toutes les incertitudes concernant les caractéristiques de la source (interaction roues-voie, structure de la voie ferrée, etc.), les différents sols traversés et les hétérogénéités éventuellement présentes sur le trajet de propagation des ondes (cavités, formations géologiques particulières, irrégularités topographiques, etc.). Si les expérimentations *in situ* permettent une évaluation réaliste des principaux phénomènes en jeu, les essais en laboratoire ou en conditions contrôlées autorisent soit la détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux, soit une analyse simplifiée des phénomènes (notamment amplification et amortissement).

3.1

Mesure des vibrations ferroviaires sur site

Les mesures effectuées aux abords des réseaux ferroviaires existants montrent une extrême variabilité des phénomènes vibratoires due à la multiplicité des paramètres influents provenant du matériel roulant, de la conception et l'état de l'infrastructure et des propriétés des sols environnants.

Il est possible, à partir d'un échantillon de données important, d'évaluer l'influence relative de certains de ces paramètres par analyse statistique de l'évolution d'un indicateur vibratoire isolé. Ce type d'étude, à vocation plus qualitative que quantitative, permet à la fois d'orienter puis de valider les conclusions de programmes de recherche plus élaborés en environnement contrôlé.

Ce type d'étude est illustré sur la figure 1 qui synthétise les résultats de mesures effectuées en 2006 sur 29 sites de la région Auvergne au passage de 133 trains. Chaque site était instrumenté à partir de trois capteurs de vitesse de vibration implantés sur le sol à des distances variant de 3 à 65 m de la voie.

L'indicateur vibratoire utilisé est la valeur de vitesse particulaire maximale enregistrée par point de mesure sur la plage 1-150 Hz. Les paramètres influents analysés sont : la distance à la voie, la nature géologique du sol support, le type de train (TER, corail ou fret).

L'analyse de ce diagramme permet d'évaluer l'influence de ces paramètres sur les vibrations émises et notamment :

- 1) des vitesses de vibration plus élevées à courte distance de la voie sur les terrains rocheux (granite, gneiss) mais s'atténuant plus fortement avec la distance que sur les terrains meubles (formation de Limagne) ;
- 2) des vitesses de vibration nettement plus faibles pour les TER, tous terrains confondus, les trains « grandes lignes » et « fret » générant des vitesses plus élevées ;
- 3) des atténuations des vitesses de vibration en fonction de la distance plus faibles pour les trains de fret.

La complexité des résultats est telle que des analyses fines en laboratoire, en conditions contrôlées ou *via* des simulations s'avèrent indispensables. De nombreux résultats de mesures *in situ* sont disponibles dans la littérature (Degrande *et al.*, 2006 ; Paolucci *et al.*, 2003).

3.2

Caractérisation dynamique des sols en laboratoire

L'essai de colonne résonnante est l'une des méthodes de laboratoire les plus usitées pour la caractérisation dynamique des sols (Cascante *et al.*, 2005 ; Chung *et al.*, 1984 ; Drnevich et Richart, 1970 ; Luong, 1986 ; Saxena et Reddy, 1989). La qualité de l'essai dépend essentiellement de l'homogénéité des contraintes et des déformations dans l'échantillon. Comme décrit sur la figure 2, la méthode consiste à solliciter un échantillon de sol en vibration (longitudinale, transversale ou de torsion). Le dispositif expérimental peut être utilisé en sollicitations forcées ou libres (Semblat et Pecker, 2009). Les deux méthodes autorisent l'estimation du module du sol mais également de son amortissement plus difficile à mesurer sur site.

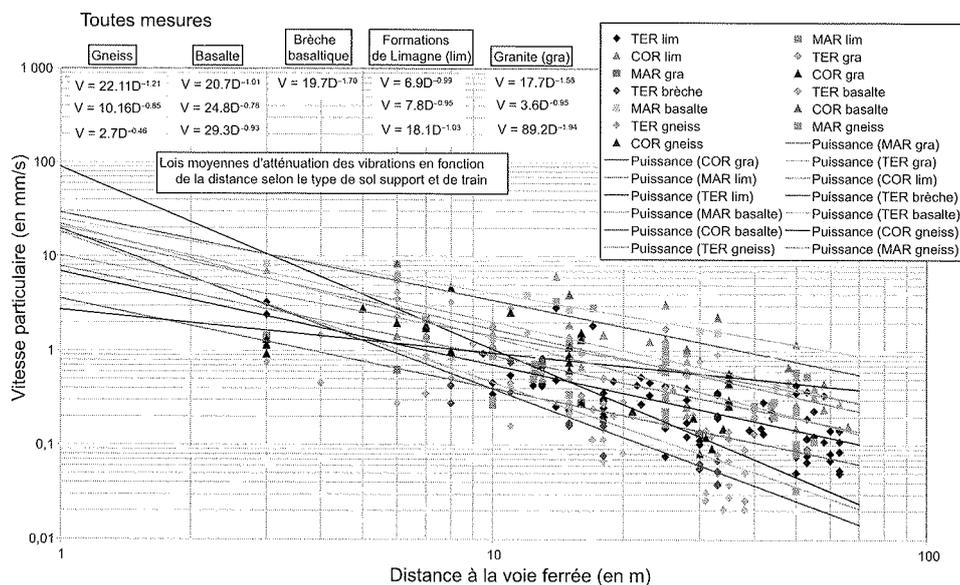


FIG. 1 Vitesse particulaire mesurée en 2006 sur 29 sites de la région Auvergne au passage de 133 trains différents (source CETE Lyon).
Particle velocity measured in 2006 for 29 sites at the passage of 133 different trains in the Auvergne region (source CETE Lyon).

Quand l'essai est réalisé en vibrations forcées, la fréquence doit être ajustée de façon à atteindre la résonance de l'échantillon. La première fréquence propre de l'échantillon (f_1) peut alors être estimée d'après le pic de la courbe amplitude/fréquence (Fig. 2, droite). La résonance se produisant pour un quart de longueur d'onde, cela permet, dans le cas de la torsion, le calcul de la célérité V_s des ondes de cisaillement dans l'échantillon et donc du module de cisaillement du sol, soit :

$$\mu = \rho V_s^2 = \rho(4f_1 L)^2 \quad (1)$$

où f_1 est la fréquence de résonance de l'échantillon et L est sa hauteur.

L'essai permet également la détermination de l'amortissement du sol. En effet, la courbe de résonance obtenue en vibrations forcées (Fig. 2, droite) est caractérisée par une largeur de bande Δf . L'amortissement en est déduit à partir de l'expression suivante :

$$\xi = \frac{\Delta f}{2f_1} = \frac{1}{2Q} \quad (2)$$

où Q le facteur de qualité.

Il est également possible de réaliser des essais en vibration libre en arrêtant la sollicitation vibratoire de façon instantanée. L'amortissement du sol peut alors être estimé en analysant la décroissance temporelle d'amplitude définie à l'aide du décrément logarithmique δ sous la forme (avec x_i amplitude maximale du cycle i) :

$$\delta = \ln \frac{x_{n+1}}{x_n} = 2\pi\xi \quad (3)$$

L'essai de colonne résonnante présente la même souplesse d'utilisation qu'un essai triaxial. Il permet de mesurer les caractéristiques des sols pour des amplitudes de déformation comprises entre 10^{-6} et 5.10^{-4} environ pour les essais en torsion, et pour des amplitudes plus faibles en compression. L'essai de colonne résonnante permet d'obtenir le module maximal qui peut être, dans certaines conditions, directement comparé à celui déduit de mesures géophysiques en place. Pour la détermination de ce module maximal, seule la connaissance de la fréquence de vibration et de la configura-

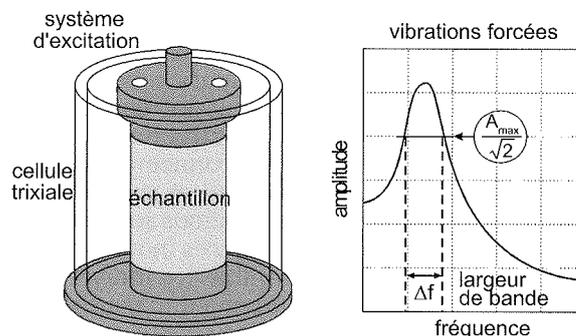


FIG. 2 Caractérisation dynamique des sols en laboratoire : dispositif de colonne résonnante (gauche) et réponse typique d'un échantillon en vibration forcée (droite).
Dynamic characterization of soils in the lab : resonant column test (left) and typical specimen response in forced vibrations (right).

tion géométrique de l'appareillage est requise. Aucune mesure de déformation n'est théoriquement nécessaire, bien que celle-ci soit effectuée. La précision de la mesure est donc accrue par rapport à un essai où le module est obtenu par mesure de la force appliquée et de la déformation résultante.

3.3

Essais dynamiques sur modèles réduits

L'analyse de la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols peut être réalisée en conditions contrôlées grâce à des expérimentations sur modèles réduits (Arunandan *et al.*, 1982 ; Chazelas *et al.*, 2003 ; Cheney *et al.*, 1990 ; Coe *et al.*, 1985 ; Semblat et Luong, 1998). Les expérimentations en macrogravité (centrifugeuse) permettent de reproduire, à échelle réduite, l'état de contrainte observé dans un massif de dimensions réelles. Ces essais permettent ainsi de réaliser des analyses paramétriques difficilement envisageables sur un site réel.

Différents dispositifs expérimentaux sont présentés sur la figure 3. Les essais sur modèle réduit centrifugé permettent de caractériser finement les ondes et les vibrations créées dans les sols (directivité, propagation, amortissement). Les dimensions habituelles du massif de sol centrifugé sont de l'ordre de 0,5 à 1,5 m, soit l'équivalent de 50 à 150 m pour une pesanteur artificielle de 100 g (Semblat et Pecker, 2009). Quelques exemples de mesures sont donnés dans le paragraphe suivant où ils sont comparés à des analyses théoriques de l'atténuation des ondes dans le sol.

4

Modélisation de la propagation des vibrations

La compréhension des mesures de vibration réalisées sur site est partiellement envisageable à partir d'une analyse mécanique des phénomènes (en termes de valeurs de vitesse, d'accélération, de déplacement, de déformation, de contrainte, etc.). La confrontation d'une telle analyse avec les données expérimentales permet une première interprétation de celles-ci. Cependant, les données de terrain faisant souvent défaut, seuls les ordres de grandeur sont généralement accessibles. En effet, l'atténuation ou l'amplification du mouvement vibratoire et l'évolution du contenu en fréquence du champ d'onde sur le trajet de propagation dépendent des modules (ou célérités d'ondes) et des amortissements dans les couches et de leurs épaisseurs respectives. En outre, dans les configurations géométriques complexes, les modèles mécaniques échappent à une résolution exacte et il est nécessaire d'envisager des simulations numériques. Les deux approches (mécanique et numérique) sont discutées ci-après.

Modélisation théorique de l'atténuation

À partir de mesures accélérométriques réalisées dans un massif de sol, il est possible d'étudier la propagation et l'amortissement des ondes en utilisant un modèle viscoélastique linéaire. En effet, à partir d'un signal mesuré à la distance x_i de la source, l'accélération à la distance x_j peut être estimée, dans le domaine des fréquences, à l'aide de la relation suivante (Semblat et Pecker, 2009) :

$$a^*(x_j, \omega) = a^*(x_i, \omega) \exp \left[ik^*(\omega)(x_j - x_i) \right] \quad (4)$$

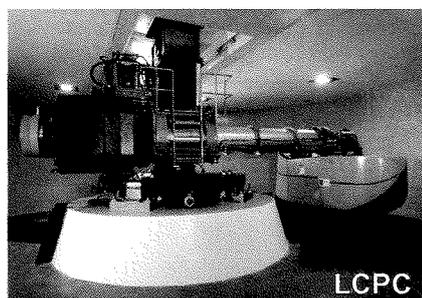
où $a^*(x, \omega)$ représente le spectre de Fourier de l'accélération mesurée à la distance x et $k^*(\omega)$ le nombre d'ondes complexe défini par (Aki et Richards, 1980) :

$$k^*(\omega) = k(\omega) - i\alpha(\omega) \quad (5)$$

où $k(\omega) = \omega/c$ est le nombre d'ondes réel (inversement proportionnel à la célérité c de l'onde) et $\alpha(\omega)$ est le facteur d'atténuation déterminé à partir du facteur de qualité $Q(\omega)$ ou du module complexe $M(\omega)$ du modèle viscoélastique considéré (Bourbié *et al.*, 1987).

En utilisant une transformation de Fourier pour obtenir le signal temporel en x_j , la comparaison des simulations obtenues d'après cette résolution analytique avec les résultats expérimentaux permet d'identifier les caractéristiques d'amortissement du sol. Suivant le modèle rhéologique retenu, l'atténuation (Q^{-1}) varie différemment en fonction de la fréquence (Semblat et Pecker, 2009) :

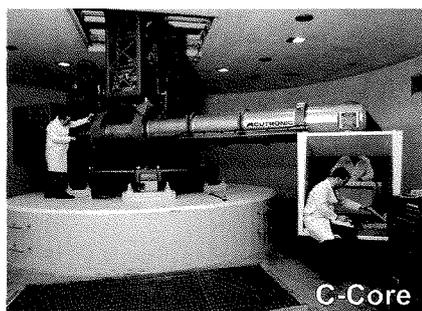
- Q^{-1} est proportionnelle à la fréquence pour le modèle de Kelvin-Voigt (ressort et amortisseur en parallèle) ;
- Q^{-1} est inversement proportionnelle à la fréquence pour le modèle de Maxwell (ressort et amortisseur en série) ;



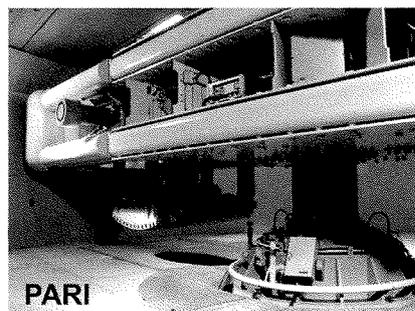
LCPC



U-Cambridge



C-Core



PARI

FIG. 3 Dispositif expérimental pour les essais sur modèles réduits en centrifugeuse : LCPC Nantes, université de Cambridge, centre C-Core à Terre-Neuve, PARI au Japon (Semblat et Pecker, 2009).
Experimental facilities for reduced scale centrifuge experiments : LCPC Nantes, University of Cambridge, C-Core center in New Foundland, PARI in Japon (Semblat & Pecker, 2009).

– l'atténuation peut présenter des variations plus complexes avec un *effet coupe-bande* pour le modèle de Zener (ressort en série avec une cellule de Kelvin).

Les résultats proposés sur la figure 4 permettent de comparer les mesures expérimentales réalisées dans un massif de sol centrifugé avec des simulations issues des modèles de Maxwell et Kelvin. L'accélération de référence est le signal d'accélération délivré par le premier capteur (signal du haut). La coïncidence entre accélération mesurée (gauche) et simulations est assez satisfaisante pour le modèle de Kelvin (Fig. 4, droite) et est excellente pour le modèle de Maxwell (Fig. 4, centre).

Les coefficients de viscosité des modèles rhéologiques utilisés dans les exemples de la figure 4 sont les suivants : $\eta_{\text{Kel}} = 1\,000\text{ Pa}\cdot\text{s}$ pour le modèle de Kelvin et $\eta_{\text{Max}} = 150\,000\text{ Pa}\cdot\text{s}$ pour le modèle de Maxwell. Cela permet donc de caractériser l'amortissement dans le sol et d'utiliser ce résultat soit pour analyser finement les mesures obtenues sur site, soit afin de réaliser des simulations numériques.

Modélisation théorique de l'amplification

Dans le domaine sismique, il est prouvé qu'une onde peut être fortement amplifiée lorsque le contraste de célérité entre les couches de sol est important (Aki et Richards, 1980 ; Bard et Bouchon, 1985 ; Semblat *et al.*, 2000, 2005). On rappelle donc ici comment l'amplification d'une onde de cisaillement dans une couche de sol peut être décrite dans le cas simple d'une couche homogène d'épaisseur constante (Fig. 5, gauche). Il est possible de calculer les ondes se propageant dans la couche et dans le sol sous-jacent et d'estimer la fonction de transfert de l'onde à travers la couche.

Dans chaque milieu, le déplacement résultant de la superposition des ondes se propageant vers le haut ($z > 0$) et vers le bas ($z < 0$) s'écrit en choisissant l'origine de l'axe z au sommet de chaque couche (Aki et Richards, 1980 ; Semblat et Pecker, 2009) :

$$u_n = [A_n \exp(ik_{z_n} z_n) + A'_n \exp(-ik_{z_n} z_n)] f_n(x, t) \quad (6)$$

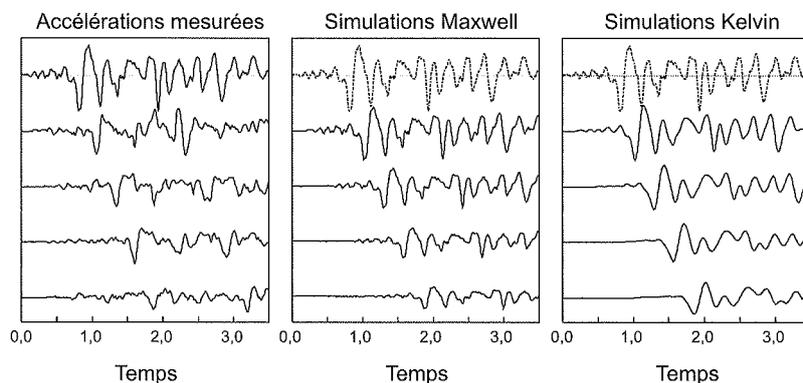


FIG. 4 Signaux d'accélération mesurés en centrifugeuse (gauche) et simulations viscoélastiques à l'aide d'un modèle de Maxwell (centre) et d'un modèle de Kelvin (droite), d'après (Semblat et Luong, 1998).

Acceleration signals measured in the centrifuge (left) and viscoelastic simulations considering a Maxwell (center) and Kelvin (right) model (Semblat & Luong, 1998).

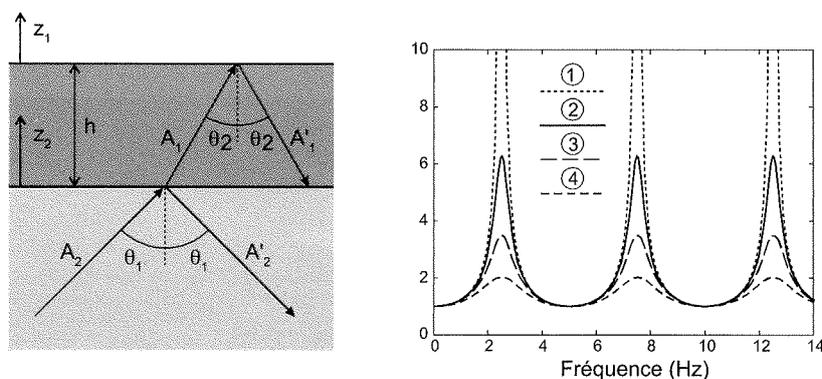


FIG. 5 Amplification d'une onde plane dans une couche de sol (Semblat et Pecker, 2009) : définition des différentes ondes (gauche) et fonction de transfert pour différents rapports de célérités (droite).

Amplification of a plane wave in a soil layer (Semblat & Pecker, 2009) : definition of the various waves (left) and transfer function for different velocity ratios (right).

où k_{zn} est le nombre d'ondes vertical dans la couche n défini par :

$$k_{zn} = \frac{\omega \cos \theta_n}{V_{S_n}} \quad (7)$$

$$f_n(x, t) = \exp \left[\frac{i\omega}{V_{S_n}} (x \sin \theta_n - V_{S_n} t) \right] \quad (8)$$

avec V_{S_n} célérité des ondes de cisaillement et θ_n incidence dans la couche n .

L'indice n vaut 1 pour la couche de surface et 2 pour le sol sous-jacent. A_n et A'_n sont les amplitudes des ondes se propageant respectivement vers le haut et vers le bas dans la couche n . On peut déduire de l'analyse des différentes ondes la fonction de transfert à travers la couche.

Par définition, la fonction de transfert entre deux points de la couche est le rapport des amplitudes de déplacement (ou vitesse, ou accélération) en ces deux points dans le domaine des fréquences. On peut alors définir la fonction de transfert à travers la couche de différentes manières (Semblat et Pecker, 2009) :

– *définition 1* : on considère le mouvement à la surface de la couche et le mouvement à l'interface ;

– *définition 2* : on considère le mouvement à la surface de la couche et le mouvement en un point hypothétique situé à la surface du sol sous-jacent en l'absence de couche (« mouvement affleurant »). La 2^e définition coïncide avec la première lorsque le sol sous-jacent est supposé infiniment rigide.

La fonction de transfert issue de la 2^e définition s'exprime sous la forme :

$$\bar{T}(\omega) = \frac{1}{\cos k_{z_1} h + i\chi \sin k_{z_1} h} \quad (9)$$

$$\text{où : } \chi = \sqrt{\frac{\mu_1 \rho_1 \cos \theta_1}{\mu_2 \rho_2 \cos \theta_2}} \quad (10)$$

Cette fonction de transfert s'exprime donc en variables complexes et dépend des caractéristiques des deux milieux (ce qui n'est pas le cas avec la première définition). En considérant une couche de sol de célérité $V_{S_1} = 200$ m/s, de masse volumique $\rho_1 = 2\,000$ kg/m³ et d'épaisseur 20 m, la figure 5 (droite) compare plusieurs fonctions de transfert correspondant à des propriétés différentes dans la couche sous-jacente :

- cas 2 : $V_{S_2} = 1\,000$ m/s, $\rho_2 = 2\,500$ kg/m³ ;
- cas 3 : $V_{S_2} = 600$ m/s, $\rho_2 = 2\,300$ kg/m³ ;
- cas 4 : $V_{S_2} = 400$ m/s, $\rho_2 = 2\,000$ kg/m³.

L'influence du contraste de célérité dans les deux milieux apparaît clairement puisque, dans le cas 4, la valeur maximale de la fonction de transfert est inférieure à 2 alors que, dans le cas 2, le mouvement est amplifié d'un facteur 6 à certaines fréquences. Le cas 1 correspond à la définition 1 de la fonction de transfert équivalente à la définition 2 lorsque le sol sous-jacent est supposé infiniment rigide. En l'absence d'amortissement, l'amplification est dans ce cas infiniment grande à certaines fréquences (Fig. 5, droite).

Pour les problèmes vibratoires, l'influence du contraste de célérité entre couches sera donc aussi très grande. Il conviendra toutefois d'utiliser une source adaptée (géométrie, directivité...).

4.3

Modélisation numérique de la propagation des vibrations

Pour analyser des cas réalistes, les modèles théoriques ne suffisent généralement pas. Les problèmes de propagation d'ondes sont en effet caractérisés par des phénomènes complexes (Eringen, 1974 ; Semblat et Pecker, 2009) : dispersion, diffraction, amortissement, conversions de type d'ondes... Il est souvent nécessaire de recourir à des simulations numériques et/ou des méthodes inverses (Bui, 1993 ; Semblat *et al.*, 2000) afin de déterminer les paramètres caractérisant le matériau et les ondes qui s'y propagent.

4.3.1

Avantages et inconvénients des différentes méthodes numériques

Plusieurs méthodes numériques permettent de simuler les phénomènes de propagation d'ondes : différences finies (Moczo *et al.*, 2002 ; Virieux, 1986), éléments finis (Joly, 1982 ; Semblat, 1998), éléments de frontière (Bonnet, 1999 ; Chaillat *et al.*, 2009 ; Dangla, 1989), éléments spectraux (Faccioli *et al.*, 1997 ; Komatitsch *et al.*, 1999). Suivant les applications visées, ces méthodes numériques présentent des avantages et des inconvénients différents.

La méthode des éléments finis (Fig. 6, gauche) est très puissante car elle permet de modéliser des géométries et des comportements complexes (Ju et Lin, 2004 ; Paolucci *et al.*, 2003). Pour les problèmes de propagation d'ondes, elle présente toutefois deux inconvénients principaux : la réflexion d'ondes parasites sur les frontières du domaine maillé, nécessitant des méthodes de frontières (ou couches) absorbantes

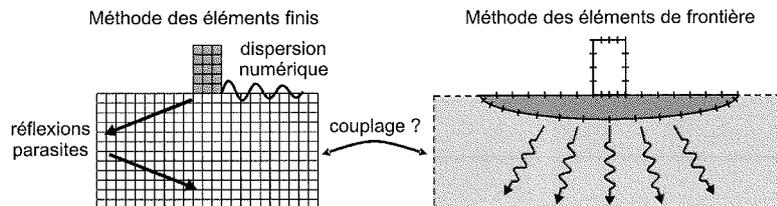


FIG. 6

Méthode des éléments finis (gauche) et méthode des éléments de frontière (droite) pour modéliser les problèmes de propagation d'ondes et de vibrations.

The finite element method (left) and the boundary element method (right) to model problems in the field of wave propagation and vibrations.

(Chadwick *et al.*, 1999 ; Collino, 1996 ; Festa et Nielsen, 2003 ; Meza-Fajardo et Papageorgiou, 2008 ; Modaressi et Benzenati, 1992 ; Semblat *et al.*, 2010), et la dispersion numérique des ondes (Joly, 1982 ; Hughes *et al.*, 2008, Ihlenburg et Babuska, 1995 ; Semblat et Briost, 2000). La dispersion numérique provoque une variation artificielle de la vitesse de propagation des ondes en fonction des caractéristiques du modèle d'éléments finis (Fig. 6, gauche).

La méthode des éléments de frontière (Fig. 6, droite) présente l'avantage de permettre une modélisation aisée de la propagation d'ondes en milieu infini ou semi-infini (Dangla *et al.*, 2005 ; Chaillat *et al.*, 2009 ; Sheng et Jones, 2006). Les conditions de radiation des ondes à l'infini sont en effet directement incluses dans la formulation. Par ailleurs, la méthode des éléments de frontière résout le problème aux interfaces entre milieux de caractéristiques homogènes : elle permet donc un gain sensible pour la modélisation de la propagation bidimensionnelle (interfaces unidimensionnelles) ou tridimensionnelle (interfaces surfaciques), mais est donc limitée à des milieux faiblement hétérogènes.

Afin de bénéficier des avantages de ces deux méthodes, il peut être intéressant de les combiner en réalisant un couplage éléments finis/éléments de frontière (Dangla, 1989).

4.3.2

Exemple : modélisation des vibrations dans un tunnel ferroviaire

L'exemple de simulation numérique considéré concerne un tunnel ferroviaire de 10 m de diamètre sous une couverture de 10 m (Fig. 7). Le revêtement en béton a une épaisseur de 50 cm. Comme schématisé par une flèche sur la figure 7, le tunnel est soumis à une sollicitation vibratoire due par exemple au passage d'un train (Semblat et Dangla, 2005).

La figure 7 montre les isovaleurs de déplacement calculées par la méthode des éléments de frontière à différentes fréquences. Les figures d'interférence, dues à la propagation de l'onde autour du tunnel, permettent de localiser les mouvements les plus forts du sol et notamment à l'aplomb de la charge ainsi qu'en surface.

Ce type de calcul a fait l'objet d'une comparaison avec les résultats d'une expérience de vibration en vraie grandeur sur un tunnel de la ligne Paris-Strasbourg (Dangla, 1989). Les mouvements du sol ont été enregistrés à la surface et à la verticale du tunnel. La figure 8 montre les résultats de la comparaison calcul-expérience. Le modèle 2 se distingue du modèle 1 par la prise en compte de l'hétérogénéité du sol grâce à une modélisation couplant la méthode des éléments finis et celle des équations intégrales de frontière (Dangla, 1989).

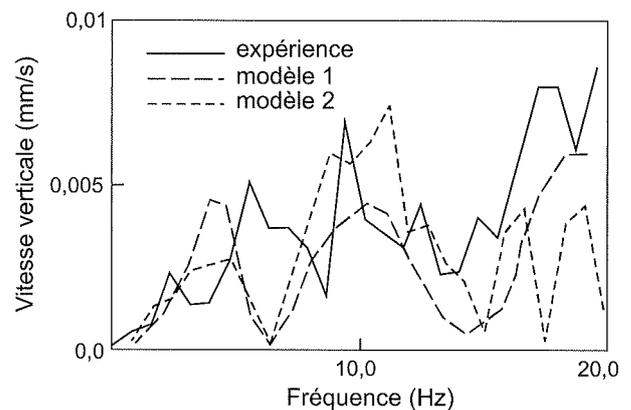


FIG. 8 Comparaison entre le calcul et l'expérience sur un tunnel réel (Semblat et Dangla, 2005).

Comparison between the model and the experiment for an actual tunnel (Semblat & Dangla, 2005).

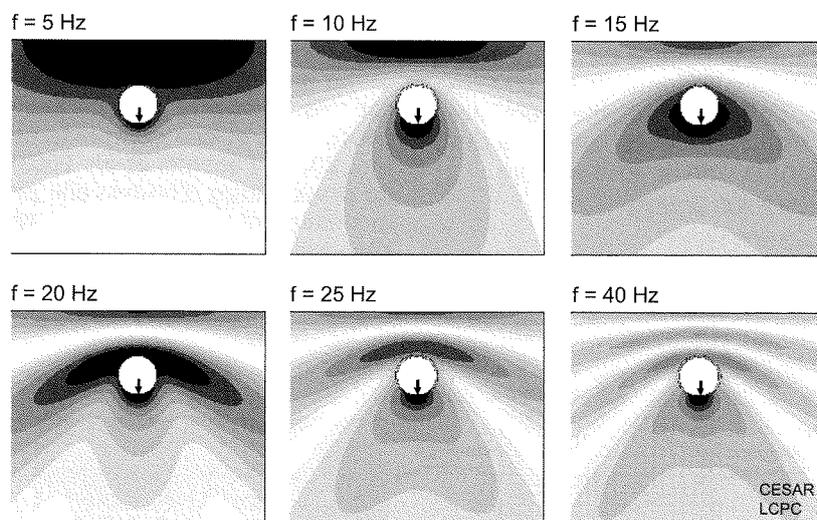


FIG. 7 Vibrations induites autour d'un tunnel par le passage d'un train : modélisation par la méthode des éléments de frontière (Semblat et Dangla, 2005).

Vibrations induced around a tunnel by the passage of a train : modelling by the Boundary Element Method (Semblat & Dangla, 2005).

Les calculs bidimensionnels ont été corrigés par un facteur théorique tenant compte de la géométrie hors plan du tunnel ce qui permet d'inclure de façon approchée l'effet tridimensionnel. Ces résultats sont dans l'ensemble assez satisfaisants puisque les amplitudes obtenues sont comparables. On doit tout de même observer un décalage en fréquence, au voisinage de 5 Hz, entre les courbes calculées et les résultats expérimentaux.

De nombreux exemples de simulation sont proposés dans la littérature (Fiala *et al.*, 1987 ; Ju et Lin, 1984 ; Paolucci et Spinelli, 2006 ; Sheng *et al.*, 2006).

5

Isolation vibratoire

La compréhension des phénomènes liés à la propagation d'ondes issues de sources vibratoires peut donc résulter d'une analyse des données expérimentales de terrain, de laboratoire et de différentes simulations numériques. Cette connaissance facilite la conception de solutions nouvelles permettant de réduire l'effet des vibrations engendrées. Dans ce paragraphe sont présentés un exemple historique d'isolation vibratoire (mesure sur le terrain et modélisation numérique), une expérimentation originale sur différents dispositifs

d'isolation et pour différentes sources vibratoires et enfin des modélisations numériques récentes étudiant l'efficacité d'écrans enterrés.

5.1

Résultats de référence

Des expérimentations d'isolation vibratoire ont été réalisées dès les années 1960 et 1970 par Woods (1968) et Richart *et al.* (1970). Comme présenté sur la figure 9 (en haut), ces auteurs ont analysé l'efficacité de différents dispositifs d'isolation vibratoire de type tranchées ouvertes (géométries circulaire, rectangulaire, etc.). Une machine tournante a été installée à proximité de la tranchée afin de mesurer l'efficacité de celle-ci vis-à-vis de l'isolation vibratoire. Le facteur de réduction d'amplitude représenté sur la figure 9 (en haut) est estimé en divisant l'amplitude de vibration mesurée avec la tranchée par l'amplitude de vibration obtenue sans la tranchée.

Leur analyse concerne donc la propagation d'ondes de surface (ondes de Rayleigh) créées par une source de vibrations harmoniques placée à la surface du sol pour des fréquences variant de 200 à 350 Hz. Woods (1968) a considéré différents types de tranchées caractérisées par leurs dimensions : profondeur H, largeur w et distance à la source de vibrations R. Ces paramètres géométriques

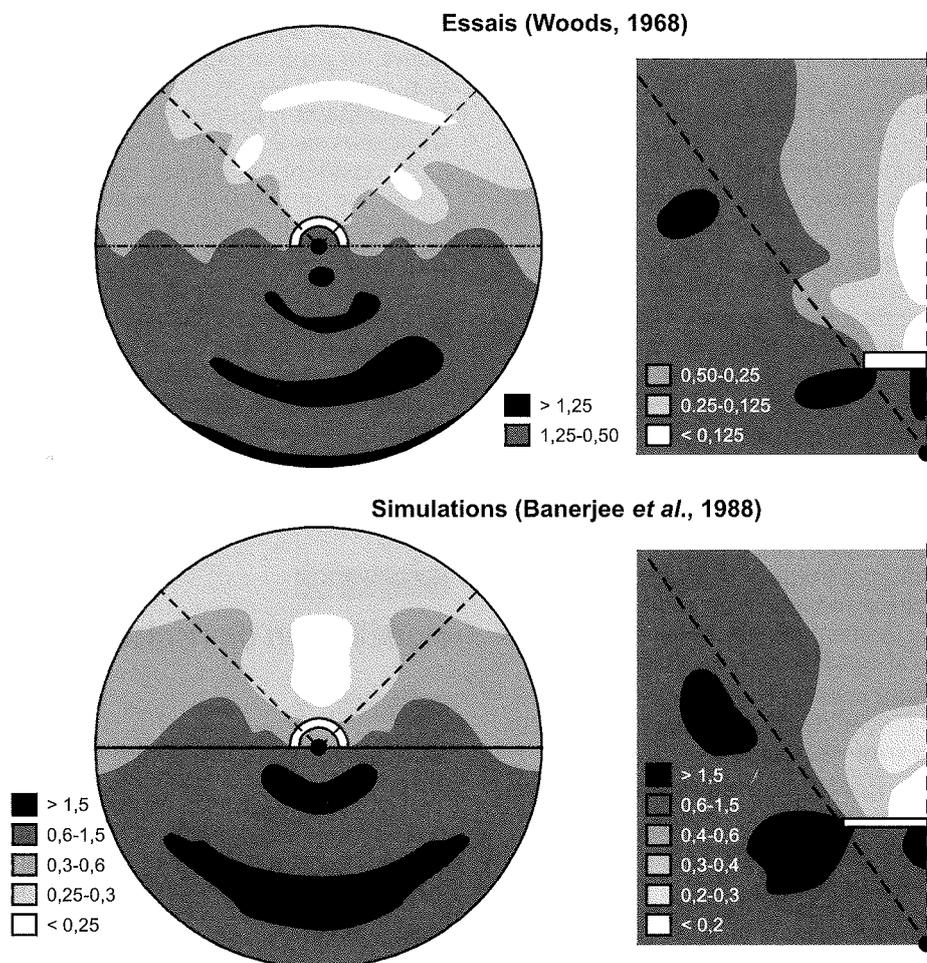


FIG. 9 Isolation vibratoire à l'aide d'une tranchée circulaire (gauche) ou rectiligne (droite) : résultats expérimentaux de Woods (1968) et numériques de Banerjee *et al.* (1988), d'après Semblat et Pecker (2009).
Vibration isolation using a circular (left) or linear (right) trench : experimental results from Woods (1968) and numerical ones from Banerjee *et al.* (1988), from Semblat & Pecker (2009).

sont donnés comme des fractions de la longueur d'onde de Rayleigh (ondes de surface), notée Λ_R :

- tranchée semi-circulaire : $H = 0,60 \Lambda_R$ et $R = 0,60 \Lambda_R$;
- tranchée rectangulaire : $H = 1,19 \Lambda_R$; $R = 2,97 \Lambda_R$ et longueur $L = 1,79 \Lambda_R$.

Le facteur de réduction d'amplitude autour de la tranchée est représenté sur la figure 9 (en haut) pour une tranchée semi-circulaire et une tranchée rectangulaire. Ces résultats montrent que des zones de faible amplitude ($< 0,125$) apparaissent derrière la tranchée, alors qu'une amplification non négligeable ($> 1,25$) peut survenir dans des zones situées en amont de la tranchée. L'efficacité du système d'isolation étudié par Woods (1968) et Richart *et al.* (1970) s'avère donc excellente.

Comme représenté sur la figure 9 (en bas), des simulations numériques tridimensionnelles ont été réalisées sur ces deux configurations par Banerjee *et al.* (1988). Les résultats de ces simulations par la méthode des éléments de frontière prédisent le facteur de réduction d'amplitude de façon satisfaisante. La dissymétrie observée dans les résultats expérimentaux s'explique par le fait que les propriétés du sol réel ne sont pas homogènes.

5.2

Analyse sur site contrôlé de différents systèmes d'isolation

L'efficacité de différents dispositifs d'isolation vibratoire a été récemment analysée sur site contrôlé par le Centre d'expérimentation routière (CER) de Rouen. Trois systèmes amortissants ont été considérés : chargement statique du sol, présence d'une paroi bétonnée de 5 m de profondeur, creusement d'une tranchée de 1, 2, 3 m de profondeur.

Ces essais ont été réalisés sur une structure de référence connue dite structure RCSU présentant 3 m de limon A1 surmontée de 2 m de grave C1B3 au sein du terrain naturel (grave argilo-sableuse avec affleurements de craie, classification des matériaux selon la norme NF P 11-300).

Les sources vibratoires utilisées sont : le portancemètre routier (source continue), la dynaplaque 2 et une chute de bloc béton de 1,25 t dans certains cas (sources impulsionnelles). Les deux premières méthodes d'essais (portancemètre, dynaplaque) présentent l'avantage de créer une sollicitation dynamique analogue en intensité à celle provoquée par le passage d'un essieu à 60 km/h (4,5 t/roue). Dans le présent article, seuls les résultats obtenus avec le portancemètre seront détaillés.

Les vibrations sont mesurées à différentes distances de la source au moyen de 5 à 6 géophones (Fig. 10). Plusieurs modalités sont retenues :

- cas 1 : structure chargée à 8 endroits (contrainte minimale de 120 kPa) ;
- cas 2 : structure avec paroi en béton ;
- cas 3 : structure avec tranchée de 1, 2, 3 m.

TABEAU I Systèmes d'isolation utilisés et types de mesure de référence.
Isolation systems studied and types of reference measurements.

Système étudié	Mesure de référence
Chargement statique	Mesure sans chargement
Paroi bétonnée de 5 m de profondeur	Mesure tranchée 0 m
Tranchée 1, 2, 3 m	Mesure tranchée 0 m

Trois capteurs de 2 Hz et trois capteurs de 1 Hz sont scellés au plâtre dans le terrain naturel à une hauteur correspondant au 2/3 de la hauteur du capteur. Les géophones 1 Hz étant plus sensibles, ils ont été disposés en bout de ligne. Plusieurs campagnes de mesures ont été réalisées sur des structures de référence afin d'estimer l'amortissement apporté par les différents systèmes d'isolation.

La différence mesurée entre les deux structures de référence (sans gueuse, sans tranchée) est liée à la portance du matériau au point d'impact (différence de 200 MPa mesurée entre les deux structures). Les vitesses mesurées (Fig. 11) donnent un amortissement sur la composante verticale de 78 % avec les gueuses, de 74 % avec la tranchée de 1 m et de 31 % avec la paroi en béton. Ces essais indiquent que les tranchées de 2 et 3 m n'ont pas d'apport significatif sur l'amortissement, ce qui est lié à la configuration du dispositif (distance faible entre la source et le système amortissant). Suivant l'axe longitudinal, l'amortissement est de 57 % avec les gueuses, de 11 % avec la tranchée de 1 m et de 11 % avec la paroi en béton.

Suivant l'axe transversal, l'amortissement est de 64 % avec les gueuses, de 17 % avec la tranchée de 1 m et de 59 % avec la paroi en béton.

Avec un écartement de 4,2 m entre la source et le système amortissant (tranchée, paroi bétonnée ou chargement statique), l'amortissement est maximal dans le cas de la structure chargée. La tranchée d'un mètre de profondeur amortit également bien la vibration suivant l'axe vertical mais ce dispositif présente un inconvénient d'un point de vue sécurité. L'apport des tranchées de 2 et 3 m n'est pas visible pour le dispositif considéré ; la source étant proche de la tranchée, l'onde ne se propage pas en profondeur. Il conviendrait d'écarter la source du système amortissant pour voir l'effet de ces tranchées plus profondes.

D'après les résultats obtenus sur site contrôlé, l'efficacité du système d'isolation utilisant des masses en surface s'avère donc tout à fait intéressante. Suite à cette étude, il conviendrait d'étudier des barrières anti-vibratoires utilisant des matériaux amortissants (e.g. polystyrène), d'augmenter la distance source/dispositif pour estimer son influence sur l'efficacité des systèmes d'isolation et d'analyser l'effet de la fréquence de sollicitation sur l'amortissement dans les différents dispositifs.

5.3

Modélisation de l'isolation

5.3.1

Modélisation pour des configurations types

Dans le paragraphe précédent, l'efficacité de différents dispositifs antivibratoires a été analysée expérimentalement grâce à des essais sur site contrôlé. Un accord de recherche entre le LCPC, le CSTB et la RATP

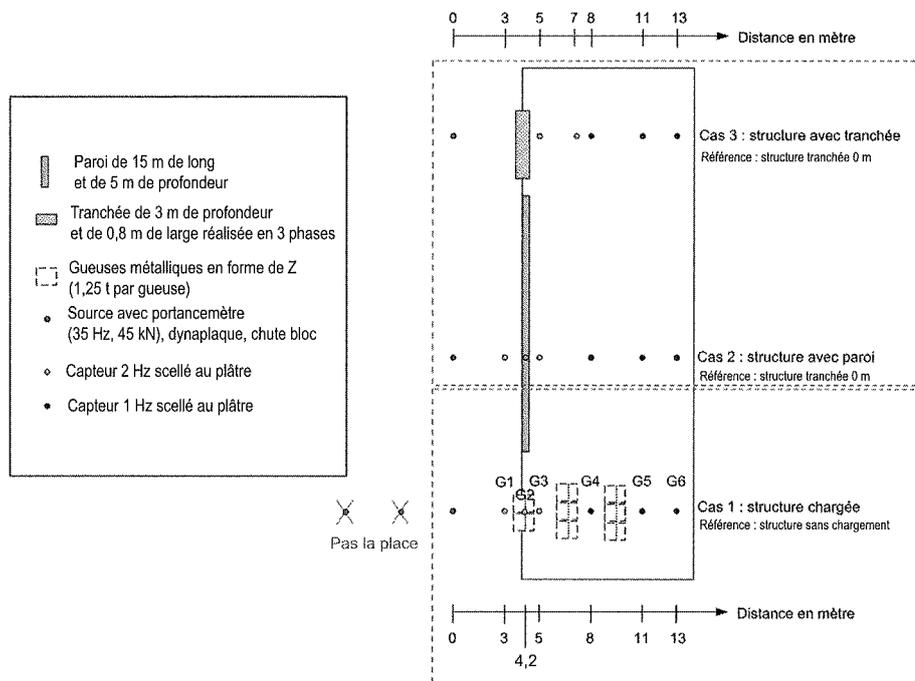


FIG. 10 Implantation du dispositif expérimental pour évaluer trois systèmes amortissants (Jacqueline, 2009).
Experimental setup to assess the three isolation systems (Jacqueline, 2009).

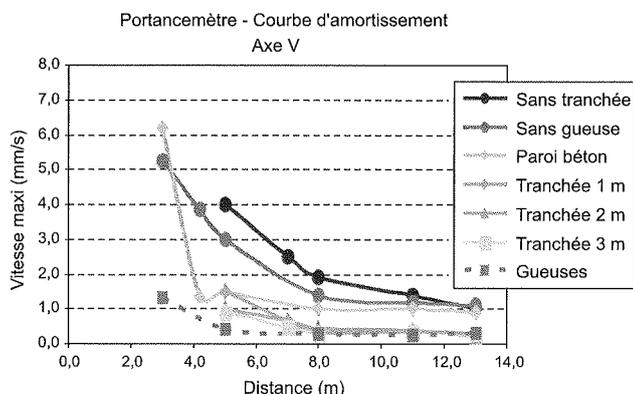


FIG. 11 Comparaison des différents dispositifs atténuant les vibrations pour le portancemètre et la composante verticale. Comparison of various isolation systems for the vertical component (portancemeter loading).

a par ailleurs permis de réaliser des tests numériques afin de quantifier la variabilité des résultats issus de différents codes de calcul aux éléments de frontière.

Dans le cadre de cet accord, la réponse de différents systèmes d'isolation a été analysée en considérant des sources ponctuelles et stationnaires sollicitant des fondations de formes variées. Une des configurations considérées est représentée sur la figure 12. Les systèmes d'isolation sont constitués de parois enterrées en béton sans semelles ; une force verticale unitaire est appliquée au centre de la fondation en béton.

L'utilisation de ce type de source permet d'apprécier la variabilité de l'atténuation en fonction de la fréquence. Sur la figure 13, les résultats obtenus pour six fréquences (de 25 à 250 Hz) montrent les amplitudes en vitesse particulière en fonction de la distance à la source. Elles mettent en évidence une diminution

significative de l'amplitude au-delà de l'écran (axe y en échelle logarithmique). De plus, on remarque que l'efficacité de l'isolation dépend de la fréquence. En effet, à basse fréquence (e.g. 25 Hz), la longueur d'onde est grande comparativement aux dimensions de l'écran et l'efficacité de celui-ci est donc faible. En revanche, à haute fréquence (250 Hz), la longueur d'onde est nettement plus faible et l'efficacité de l'écran vis-à-vis de ces composantes spectrales est bien meilleure.

5.3.2 Modélisation pour une configuration réaliste

Karlström et Boström (2007) ont étudié l'efficacité de tranchées sur l'isolation vibratoire pour des configurations proches des problèmes ferroviaires. Deux cas sont comparés sur la figure 14 : un cas sans dispositif d'isolation (en haut) et un cas avec une tranchée à gauche de la voie (en bas). Comme le montrent sur la figure 14 les résultats numériques de Karlström et

Configuration B : fondation simple + confinement

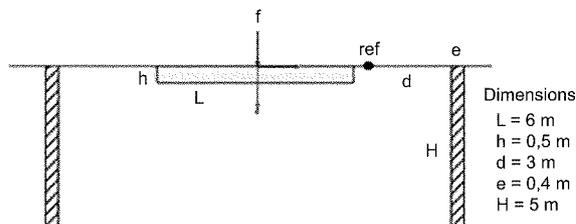


FIG. 12 Configuration géométrique typique des cas-tests d'isolation vibratoire proposés par la RATP et le CSTB (Coquel, 2008). Typical geometrical configuration to study vibration isolation as proposed by RATP and CSTB (Coquel, 2008).

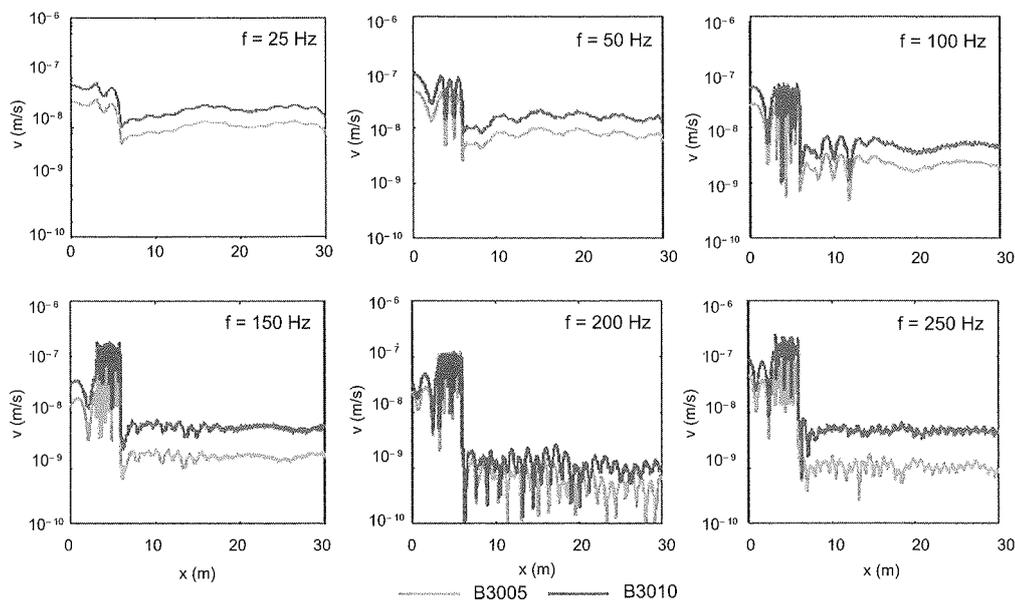


FIG. 13 Résultats des simulations par la méthode des éléments de frontière du LCPC pour les cas-tests d'isolation vibratoire RATP/CSTB (Grasso, 2008).
Results of the BEM simulations performed at LCPC for the RATP/CSTB vibration isolation test-cases (Grasso, 2008).

Boström (2007), l'efficacité de la tranchée est excellente puisque le niveau de vibration à gauche de la voie est fortement réduit. En revanche, les ondes mécaniques semblent piégées dans la structure de la voie puisque l'amplitude paraît sensiblement plus grande. Cela peut sans doute occasionner des dommages plus importants, ou des sollicitations en fatigue significatives, dans la structure de la voie.

6

Conclusion

Les mesures de vibrations induites par le trafic ferroviaire permettent d'apprécier les vitesses particulières maximales à proximité des voies mais conduisent généralement à des résultats complexes et difficilement généralisables. En outre, il peut s'avérer nécessaire de caractériser les sols et les sources vibratoires en laboratoire (e.g. colonne résonnante) ou en conditions contrôlées (e.g. fosse géotechnique, modèle réduit centrifugé) afin de d'accéder à certains paramètres dynamiques et d'appréhender les phénomènes prépondérants (atténuation, amplification, etc.). Les essais en conditions contrôlées peuvent également permettre d'estimer l'efficacité de dispositifs d'isolation. Les résultats originaux proposés dans l'article montrent l'intérêt de dispositifs simples comme des masses posées en surface. Les paramètres identifiés sur site ou en laboratoire permettent ensuite de procéder à des simulations numériques pour des configurations simplifiées ou réalistes. Cela autorise une compréhension fine des phénomènes et des études paramétriques sur l'efficacité de différents dispositifs d'isolation vibratoire. Les cas-tests analysés récemment avec la RATP et le CSTB ont ainsi permis de comparer numériquement différents systèmes d'isolation.

Enfin, pour aller au-delà, il serait également nécessaire d'étudier la transmission des vibrations aux bâtiments, la gêne occasionnée par les vibrations propre-

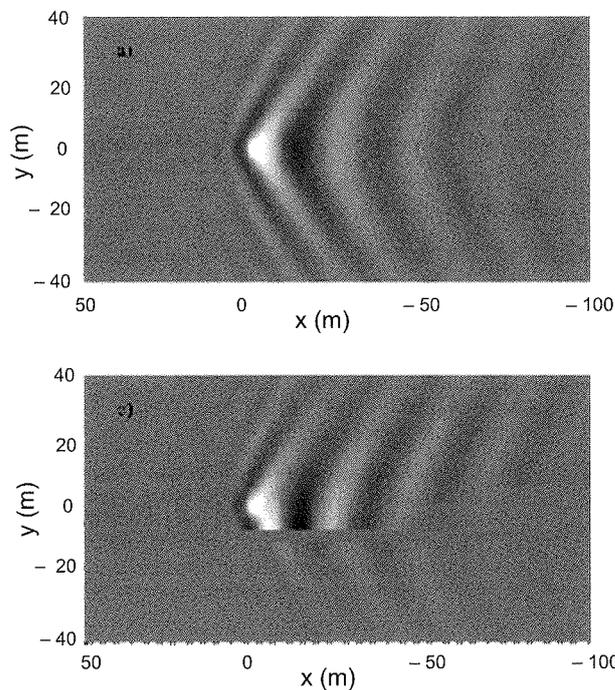


FIG. 14 Modélisation d'un système d'isolation par tranchée dans le cas de vibrations ferroviaires (Karlström et Boström, 2007) : pas d'isolation (en haut), une tranchée (en bas).

Modeling of an isolation system with trench in the case of railway induced vibrations (Karlström & Boström, 2007) : no isolation (top), one trench (bottom).

ment dites ou par le bruit potentiellement émis dans les bâtiments (notion de « bruit solide » (Coquel, 2008 ; Fiala *et al.*, 2007)). L'évolution de la réglementation devrait tenir compte de l'ensemble des différents aspects.

Bibliographie

- Aki K., Richards P.G. – *Quantitative seismology*. Freeman ed., San Francisco, 1980.
- Arulanandan K., Canclini J., Anandaraajah A. – Simulation of earthquake motions in the centrifuge. *Journ. of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 108, n° GT5, 1982, p. 730-742.
- Banerjee P.K., Ahmad S., Chen K. – Advanced application of BEM to wave barriers in multi-layered three-dimensional soil media. *Earthquake Eng. & Structural Dynamics*, 16, 1988, p. 1041-1060.
- Bard P.Y., Bouchon M. – The two dimensional resonance of sediment filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1985, p. 519-541.
- Bonnet M. – *Boundary integral equation methods for solids and fluids*. Wiley, Chichester, UK, 1999.
- Bourbié T., Coussy O., Zinszner B. – *Acoustique des milieux poreux*. Technip-Institut français du pétrole, 1986.
- Bui H.D. – *Introduction aux problèmes inverses en mécanique des matériaux*, Eyrolles, Paris, 1993.
- Cascante G., Vanderkooy J., Chung W. – A new mathematical model for resonant-column measurements including eddy-current effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 2005, p. 121-135.
- Chadwick E., Bettess P., Laghrouche O. – Diffraction of short waves modelled using new mapped wave envelope finite and infinite elements. *Int. Journal for Numerical Methods in Eng.*, 45, 1999, p. 335-354.
- Chaillat S., Bonnet M., Semblat J.-F. – A new fast multi-domain BEM to model seismic wave propagation and amplification in 3D geological structures. *Geophysical Journal International*, 177 (2), 2009, p. 509-531.
- Chazelas J.-L., Guéguen P., Bard P.Y., Semblat J.-F. – Modélisation de l'effet site-ville en modèle réduit centrifugé. Validation des techniques expérimentales. 6^e Colloque national de génie parasismique, École polytechnique, Palaiseau, 2003, p. 245-252.
- Cheney J.A., Brown R.K., Dhat N.R., Hor O.Y.Z. – Modeling free-field conditions in centrifuge models. *Jal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 9, 1990, p. 1347-1367.
- Chung R.M., Yokel F.Y., Drnevich V.P. – Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testing. *Geotechnical Testing Journal*, 7 (2), 1984, p. 60-69.
- Coe C.J., Prevost J.H., Scanlan R.H. – Dynamic stress wave reflections/attenuation : earthquake simulation in centrifuge soil models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 13, 1985, p. 109-128.
- Collino F. – *Conditions aux limites absorbantes d'ordre élevé pour l'équation des ondes 3D*. Rapport de Recherche INRIA, n° 2932, 1996.
- Coquel G. – *Étude du bruit solide généré par les transports de surface guidés ; impact sur les bâtiments riverains*. Thèse de l'ENPC, 2008.
- Dangla P. – A plane strain soil-structure interaction model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 1988, p. 1115-1128.
- Dangla P. – *Couplage éléments finis-équations intégrales en élastodynamique et interaction sol-structure*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1989.
- Dangla P., Semblat J.-F., Xiao H.H., Delépine N. – A simple and efficient regularization method for 3D BEM : application to frequency-domain elastodynamics. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(5), 2005, p. 1916-1927.
- Degrande G., Schevenels M., Chatterjee P., Van de Velde W., Hölscher P., Hopman V., Wang A., Dadkhan N. – Vibrations due to a test train at variable speeds in a deep bored tunnel embedded in London clay. *Journal of Sound and Vibration*, 293, 2006, p. 626-644.
- Drnevich V.P., Richart F.E. – Dynamic pre-training of dry sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 96, 1970, p. 453-469.
- Eringen A.C., Suhubi E.S. – *Elastodynamics*, Academic Press, 1975.
- Faccioli E., Maggio F., Paolucci R., Quarteroni A. – 2D and 3D elastic wave propagation by a pseudo-spectral domain decomposition method. *Journal of Seismology*, 1, 1997, p. 237-251.
- Festa G., Nielsen S. – PML absorbing boundaries. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2), 2003, p. 891-903.
- Fiala P., Degrande G., Augusztnovicz F. – Numerical modelling of ground-borne noise and vibration in buildings due to surface rail traffic. *Journal of Sound and Vibration*, 301 (3-5), 2007, p. 718-738.
- François S., Pyl L., Masoumi H.R., Degrande G. – The influence of dynamic soil-structure interaction on traffic induced vibrations in buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (7), 2007, p. 655-674.
- Grasso E. – *Modelling wave propagation by the Boundary Element Method : application to railway vibrations*. Mémoire de Master, LCPC et université Joseph-Fourier (Grenoble), 2008.
- Humbert P., Fezans G., Dubouchet A., Rемаud D. – CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 256-257, 2005.
- Hughes T.J.R. – *Linear static and dynamic finite element analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N-J, 1987.
- Hughes T.J.R., Reali A., Sangalli G. – Duality and Unified Analysis of Discrete Approximations in Structural Dynamics and Wave Propagation : Comparison of p-method Finite Elements with k-method NURBS. *Computer Methods in Applied Mechanics and Eng.*, 197 (49-50), 2008, p. 4104-4124.
- Ihlenburg F., Babuška I. – Dispersion analysis and error estimation of Galerkin finite element methods for the Helmholtz equation. *Int. Journal for Numerical Meth. in Eng.*, 38, 1995, p. 3745-3774.
- Joly P. – *Les ondes de Rayleigh numériques*. Rapport de Recherche INRIA, n° 107, 1982.
- Ju S.H., Lin H.T. – Analysis of train-induced vibrations and vibration reduction schemes above and below critical Rayleigh speeds by finite element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 2004, p. 993-1002.
- Kausel E. – Commentaries on methods to estimate ground motion elicited by fast moving loads. *Workshop on Noise and Vibration on High-Speed Railways*, Porto, Portugal, 2008.
- Komatitsch D., Vilotte J.P., Vai R., Castillo-Covarrubias J.M., Sanchez-Sesma F.J. – The spectral element method for elastic wave equations – Application to 2D and 3D seismic problems. *Int. Journal for Numerical Methods in Eng.*, 45, 1999, p. 1139-1164.
- Lefeuve-Mesgouez G., Peplow A.T., Le Houédec D. – Surface vibration due to a sequence of high speed moving harmonic rectangular loads. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22, 2002, p. 459-473.
- Luong M.P. – Mesure des propriétés dynamiques des sols. *Revue française de géotechnique* (37), 1986, p. 17-28.
- Meza-Fajardo K.C., Papageorgiou A.S. – A Nonconvolutional, Split-Field, Perfectly Matched Layer for Wave Propagation in Isotropic and Anisotropic Elastic Media : Stability Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98 (4), 2008, p. 1811-1836.
- Moczo P., Kristek J., Vavrycuk V., Archuleta R.J., Halada L. – 3D heterogeneous staggered-grid finite-difference modeling of seismic motion with volume harmonic and arithmetic averaging of elastic moduli and densities. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, n° 8, 2002, p. 3042-3066.
- Modaresi H., Benzenati I. – An absorbing boundary element for dynamic analysis of two-phase media. *10th World Conf. on Earthquake Engineering*, Madrid, 1992, p. 1157-1163.
- Paolucci R., Maffei A., Scandella L., Stupazzini M., Vanini M. – Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 2003, p. 425-433.
- Paolucci R., Spinelli D. – Ground Motion Induced by Train Passage. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 132 (2), 2006, p. 201-210.
- Saxena S.K., Reddy K.R. – Dynamic moduli and damping ratios for Monterey n° 0 sand by resonant column tests. *Soils and Foundations*, 29, 1989, p. 37-51.
- Semblat J.-F., Luong M.P. – Wave propagation through soils in centrifuge experiments. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 2, n° 1, 1998, p. 147-171.
- Semblat J.-F. – Amortissement et dispersion des ondes : points de vue physique et numérique. *Revue française de génie civil*, 2 (1), 1998, p. 91-111.
- Semblat J.-F., Brioiat J.-J. – Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 231, n° 2, 2000, p. 460-467.
- Semblat J.-F., Duval A.-M., Dangla P. – Numerical analysis of seismic wave amplification in Nice (France) and comparisons with experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, vol. 19, n° 5, 2000, p. 347-362.
- Semblat J.-F., Dangla P. – Modélisation de la propagation d'ondes et de l'interaction sol-structure : approches par élé-

Bibliographie

- ments finis et éléments de frontière. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 256-257, 2005, p. 163-178.
- Semblat J.-F., Kham M., Parara E., Bard P.Y., Pitilakis K., Makra K., Raptakis D. – Seismic wave amplification : Basin geometry vs soil layering. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 25 (7-10), 2005, p. 529-538.
- Semblat J.-F., Pecker A. – *Waves and vibrations in soils : earthquakes, traffic, shocks, constructions works*, IUSS Press, 2009, 500 p.
- Semblat J.-F., Gandomzadeh A., Lenti L. – A simple numerical absorbing layer method in elastodynamics. *C. R. Mécanique*, 338, 2010, p. 24-32.
- Sheng X., Jones C.J.C., Thompson D.J. – Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods. *Journal of Sound & Vibration*, 293, 2006, p. 575-586.
- Virieux J. – P-SV Wave propagation in heterogeneous media : velocity-stress finite-difference method. *Geophysics*, vol. 51, 1986, p. 889-901.
- Woods R.D. – *Screening of surface waves in soils*. Technical report IP-804, University of Michigan, USA, 1968, 57 p.

L'apport de la géophysique à la géotechnique – L'expérience de la station d'essais géophysiques sur la LGV Nord

S. NEBIERIDZE

SNCF

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

serge.nebieridze@sncf.fr

Résumé

Afin d'améliorer la détection des cavités (essentiellement liées aux sapes et ouvrages de la guerre de 1914-1918) sous la ligne à grande vitesse Nord, la SNCF a réalisé pour le compte de RFF une station d'essais géophysiques en vraie grandeur, à proximité d'une voie de service de cette LGV. Sur cette station ont été testées les différentes méthodes géophysiques susceptibles de détecter ces cavités pouvant être à l'origine d'effondrements (fontis). Les essais comportaient un volet reconnaissance et un volet axé sur la surveillance de la ligne. Le premier a permis d'évaluer précisément la capacité de chaque méthode testée, de connaître les limites d'utilisation, d'obtenir des signatures étalonnées et enfin d'étudier les complémentarités éventuelles entre méthodes. Le second volet avait pour objectif de rechercher quelle méthode permettrait un balayage rapide de la ligne pour s'assurer de l'absence d'évolution et de création de vides à proximité immédiate de la plate-forme et plus précisément dans un premier temps juste sous les structures d'assises. A l'issue de ce projet, la SNCF a pu développer, améliorer son savoir-faire dans l'élaboration et la réalisation de campagnes de reconnaissance géophysique.

Mots-clés : ferroviaire, géophysique, cavité, aléa militaire, maintenance.

The use of geophysics for geotechnics – a geophysical test bench on the northern high speed line

Abstract

In order to improve detection of the cavities (primarily related to the trenches and structures built during the 1914-1918 World War) under the Northern high speed line, the SNCF carried out for the account of RFF a full-scale test bench, near a shunt track of this LGV. Geophysical methods were used to detect these cavities which could cause earth to cave in (dugouts). The tests included a prospection stage and a monitoring stage of the line. The first stage permitted to precisely evaluate the capacity of each method used, to identify the operational limits, to obtain calibrated results and to find out any complementarities between different methods. The second stage aimed to seek which method would allow a fast monitoring on the line to define whether there was some void or whether there was some evolution nearby the platform and more precisely directly under track bed structures. With this project, the SNCF has developed and improved its knowledge in defining, executing the geophysical prospection campaign.

Key words: railway, geophysics, cavity, military hazard, maintenance.

Introduction

La LGV (ligne à grande vitesse) Nord est soumise à un important aléa cavités (70 % des fontis recensés ayant une origine anthropique liée à la présence d'ouvrages militaires de 1914-1918). Lors des premières campagnes d'investigations des sols en 1994 puis en 2001-2004, la microgravimétrie a été retenue (avis d'expert) comme la méthode géophysique la plus appropriée. Cependant, la microgravimétrie comporte une part d'incertitude résultant à la fois des interprétations et des corrections des mesures. Les profondeurs d'investigation sont limitées et il est difficile de détecter de petites cavités d'ordre métrique. En outre, cette méthode ne permet pas un rendement très important et il est nécessaire d'implanter plusieurs forages pour caractériser correctement une anomalie. Enfin parmi les nombreuses anomalies découvertes lors des campagnes, beaucoup ne correspondent pas à des cavités. C'est pourquoi, il est apparu nécessaire de tester l'ensemble des méthodes géophysiques pour la mise en évidence de vides de la taille des sapes ou de terrains décomprimés sous la plate-forme ferroviaire, dans le contexte géologique spécifique limons sur craie de la LGV Nord. La station d'essais, proposée par la SNCF (Société nationale des chemins de fer) à RFF (Réseau ferré de France), s'inscrit dans le cadre d'un plan d'actions (continuité et renforcement du précédent) engagé pour mieux comprendre l'aléa fontis. Ce plan fait suite à la recrudescence des fontis constatés en 2001 sur la ligne (1 500 fontis ont été recensés sur les 73 communes riveraines de la LGV). Outre ce volet « fontis », une étude a été consacrée à la caractérisation et à l'évolution des limons sous sollicitations dynamiques ferroviaires et en fonction de leur état hydrique. D'autres études portaient sur une expertise sur la localisation, les origines des fontis (aléa civil, aléa naturel, recensement, photo-interprétation) et sur la connaissance des phénomènes aggravants dans l'apparition des fontis (pluvio-métrie, mouvement de nappe, piézomètres, etc.).

La campagne d'essais a été bâtie afin d'une part d'évaluer précisément la capacité de chaque méthode testée et, d'autre part de connaître les limites d'utilisation et d'obtenir des signatures étalonnées. Enfin les complémentarités éventuelles entre méthodes ont été étudiées. Outre ce volet reconnaissance (définition des méthodes les plus performantes et les plus adaptées à la découverte de cavités) il a été ajouté un volet surveillance en recherchant quelle méthode (plus rapide et moins contraignante que la micro-gravimétrie) permettrait un balayage périodique et à grand rendement de certains secteurs de la ligne pour s'assurer de l'absence de cavités à proximité immédiate de la plate-forme et plus précisément, dans un premier temps, juste sous les structures d'assises. Le projet s'est déroulé de juillet 2002 à juin 2004, il a été financé par RFF le maître d'ouvrage. La maîtrise d'œuvre (MOE) générale du projet a été prise en charge par le département Études de lignes (IGLG) de la direction de l'ingénierie de la SNCF. Une mission d'expertise et de contrôle externe sur les travaux géophysiques a été confiée à M. Lagabrielle, directeur technique au LCPC, pour la mise au point du programme des reconnaissances (type de méthode, méthodologie...), pour s'assurer de la bonne réalisation des travaux géophysiques et pour donner son avis à chaque fin d'étape quant aux différents résultats obtenus. M. Derobert, LCPC, a également été

associé au projet pour une expertise sur le radar. La SNCF, grâce à ce projet, a pu, par la suite, concevoir des campagnes de reconnaissances plus pertinentes et plus adaptées aux différents problèmes rencontrés.

Présentation de la station d'essais

La station d'essais a été implantée aux abords de la gare TGV Haute-Picardie, au niveau de la voie 7 (voie de garage). Ce site se trouve entre les Pk (point kilométrique) 111 500 et 112 000 de la LGV Nord sur la commune d'Estrées-Déniécourt (Fig. 1).



FIG. 1 Vue aérienne du site.
Site view.

Deux galeries, de section 2 m x 2 m, ont été creusées afin de simuler des cavités représentatives des sapes de la guerre 14/18 qui représentent l'aléa principal identifié. Ces galeries, perpendiculaires à la voie de garage, ont été réalisées à partir de puits d'accès verticaux en bord de plate-forme. Les galeries ne vont pas au-delà de l'axe de la voie de garage, et ce de manière à ne pas perturber la stabilité des voies circulées contiguës et notamment de la voie 1, la plus proche. La première galerie, nommée A, se trouve à 1,5 m de profondeur (soit directement sous l'arase et les structures d'assise), mesure 12,8 m de long avec une pente de 6 %. La seconde galerie, nommée B, se trouve à 3,5 m de profondeur sous la voie de garage, donc au sein de la couche de limon, mesure 12,8 m de long avec une pente de 1 %. Les profondeurs sont données à partir du rail. Le creusement et le soutènement ont été établis de façon traditionnelle. Les soutènements sont totalement en bois permettant ainsi de simuler les galeries de la guerre 14/18 et de ne pas perturber les mesures géophysiques par la présence de béton ou de métal (Figs. 2 et 3).

Le projet s'est déroulé de 2002 à 2004. Les méthodes géophysiques (voir paragraphe suivant) ont été testées dans différentes phases et validées ou non pour les étapes suivantes.

Le projet a comporté 5 étapes numérotées de 0 à 4.

- Étape 0. Des mesures géophysiques ont été réalisées sur le site avant le creusement des galeries afin, d'une part, d'avoir un état de référence pour pouvoir comparer les différents résultats des autres étapes et, d'autre part, d'affiner les méthodologies d'acquisition.

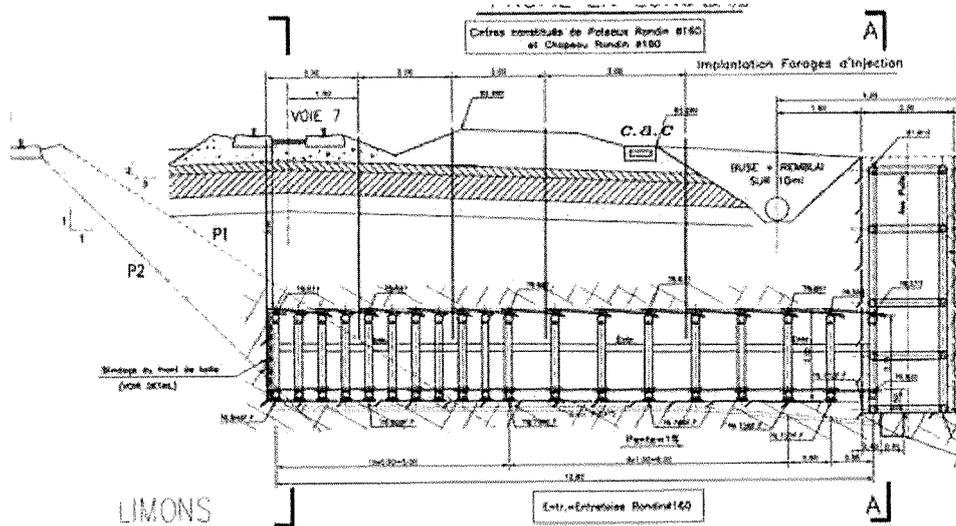


FIG. 2 Coupe de la galerie.
Gallery layout.



FIG. 3 Vue intérieure de la galerie.
Inside view of gallery.

- Étape 1. Les galeries ont été creusées, puis des mesures ont été réalisées avec les galeries vides afin de tester les méthodes pour la détection et la surveillance de cavités sous la plate-forme.
- Étape 2. Les galeries ont été remblayées à 50 % (avec les matériaux prélevés pendant le creusement) et cela sans compactage afin de simuler des remblaiements partiels des tranchées militaires.
- Étape 3. Les galeries ont alors été totalement remblayées, toujours sans compactage afin de simuler la présence d'un horizon de matériaux décomprimés. Il s'agissait ici d'étudier les signatures de ce matériau décomprimé.
- Étape 4. Les galeries ont été injectées. L'objectif était d'étudier les capacités des méthodes pour le contrôle des terrains après injection (extension du coulis d'injection, pollution éventuelle des structures d'assise...).

Les nombreuses méthodes géophysiques doivent être sélectionnées et mises en œuvre en fonction de différents critères dont :

- le problème technique à résoudre (recherche de cavités ? détermination de la géologie ? etc.) ;

- le type de terrain (nature, présence de différentes couches, présence d'eau...);
- le type de contraste entre la cible et l'encaissant ;
- la profondeur et la taille supposées de la cible ;
- l'environnement (accessibilité au site, nature même de l'environnement).

Le contexte ferroviaire n'est d'ailleurs pas le plus simple et ce notamment du fait de la présence de rails, traverses, ballast, caténaires, courants induits... Deux types de méthodes géophysiques ont été utilisés : les méthodes de surface et les méthodes en forages.

Les méthodes de surface étudiées sont la microgravimétrie, le panneau électrique, l'imagerie électrique 3D, la sismique réflexion très haute résolution, les ondes de surface (engendrées par des tirs à la masse ou par les trains), le radar géophysique de surface.

Les méthodes en forages testées sont la diagraphie de radioactivité naturelle (RAN), la diagraphie neutron-neutron (teneur en eau), la diagraphie gamma-gamma (masse volumique), la tomographie sismique, la tomographie radar, la réflectométrie radar en forage, le radar en surface-forage. Ces méthodes ont été utilisées uniquement sur la cavité profonde.

3

Les résultats

3.1

La microgravimétrie

Cette méthode utilise un gravimètre (Lacoste et Romberg, modèle D) et mesure l'anomalie du champ de pesanteur le long de profils longitudinaux en plate-forme (Fig. 4). Une cavité, associée à un déficit de masse, génère une anomalie gravimétrique négative. Les points de mesures peuvent être réalisés sur ou en dehors des voies. Quatre profils de mesures ont été réalisés, avec un maillage de 3 m par 3 m en quinconce.

On précise ici qu'une anomalie est significative en dehors du niveau de bruit qui est considéré de l'ordre



FIG. 4 Microgravimètre.
Microgravimeter.

de $-15 \mu\text{Gals}$ ($1 \mu\text{Gal} = 10^{-8} \text{ m/s}^2$). Cette valeur a été définie avec M. Lagabrielle, en se basant notamment sur les nombreuses mesures déjà réalisées sur le TGV Nord.

Un maillage resserré de 1,5 m entre les points de mesures sur un même profil a été utilisé au niveau des galeries. Cette densification n'apporte pas de plus-value du point de vue des résultats par rapport à ceux obtenus avec un maillage de 3 m. On peut donc conclure que pour rechercher des cavités sous et à proximité de la plate-forme un espacement de 3 m entre les points de mesures est suffisant. À l'inverse, un maillage plus lâche ne serait pas adéquat compte tenu des anomalies à rechercher.

S'il existe de telles cavités sous plate-forme, on est sûr qu'elles donneront des anomalies microgravimétriques identifiables. À l'inverse toute anomalie microgravimétrique (semblable à celles observées) ne correspond pas forcément à une cavité ; il peut en effet s'agir de terrains décomprimés ou d'hétérogénéités par exemple.

Il a été constaté de plus que les extrema des anomalies ne sont pas rigoureusement situés à l'aplomb de l'axe des galeries. Indépendamment des galeries, le sous-sol n'est pas homogène, et les hétérogénéités de masse volumique se traduisent par un « bruit géologique » dont l'effet se superpose à l'effet des galeries. Ce bruit est représenté par l'anomalie résiduelle observée en phase 0. À l'aplomb de la galerie B, l'anomalie est négative entre -5 et $-10 \mu\text{Gals}$, légèrement décalée par rapport à l'axe de la galerie. Ceci explique à la fois l'anomalie un peu forte de la phase 1 et le décentrage du sommet de l'anomalie dans cette même phase 1.

L'implantation des sondages doit donc être faite avec minutie : on utilise à la fois les cartes d'anomalies résiduelles et les cartes d'anomalies de Bouguer (étudier le gradient des anomalies, variation des valeurs de Bouguer). Une simple modélisation a été faite pour vérifier que les valeurs mesurées correspondaient bien aux valeurs que l'on pouvait attendre.

Ces observations impliquent la nécessité de réaliser plusieurs forages pour définir une anomalie reconnue par cette méthode (ainsi il est arrivé de passer à 10 cm d'une cavité en se fondant uniquement sur la position de la valeur maximale d'une anomalie microgravimétrique). D'où l'importance de l'implantation et du nombre suffisant de forages de contrôles (avec un maillage adé-

quat), avec la possibilité de valoriser ceux-ci avec des techniques géophysiques en forage permettant d'augmenter le rayon des investigations des reconnaissances par forages (voir les résultats sur les méthodes en forage). On n'oubliera pas de faire réaliser un sondage de contrôle sur une anomalie positive afin de servir de référence pour l'étude comparative des autres forages. Il ne faut pas oublier également l'influence de la teneur en eau dans les mesures. Les conditions climatiques précédant la prise des mesures doivent être connues. Il est conseillé de réaliser des reconnaissances complémentaires concernant l'état hydrique des sols (teneur en eau par exemple). Des terrains saturés peuvent atténuer les réponses microgravimétriques. Enfin, nous rappellerons que la prise de mesures proprement dite est essentielle en microgravimétrie et qu'il faut s'assurer d'un strict respect des bonnes pratiques (un contrôle terrain n'est pas inutile) tant sur la qualité de la mesure que sur la méthodologie d'acquisition.

Vide, la cavité la moins profonde génère une anomalie résiduelle de $-35 \mu\text{Gals}$. La plus profonde génère une anomalie résiduelle de $-25 \mu\text{Gals}$ confirmant ainsi que la microgravimétrie est une méthode pertinente dans le cas présent. À moitié vides, seule la galerie la moins profonde est détectée (de l'ordre de $-20 \mu\text{Gals}$), la plus profonde étant à la limite de la détection. Les deux cavités remblayées ne sont pas détectées (les valeurs étant bien inférieures au seuil de détectabilité). En effet, elles sont de l'ordre de -10 à $-5 \mu\text{Gals}$ pour la galerie profonde et de -5 à $5 \mu\text{Gals}$ pour l'autre galerie (Fig. 5).

La microgravimétrie ne montre aucune anomalie significative au niveau des galeries lors des mesures réalisées après injections. Au niveau de la galerie peu profonde, l'anomalie de $-10 \mu\text{Gals}$ présente lors de la première étape n'apparaît plus, on a une valeur de $+5 \mu\text{Gals}$. La disparition de l'anomalie s'explique par la diffusion du coulis aux abords de la galerie, confirmant ainsi la sensibilité de la méthode à l'évolution de la répartition des masses dans les sols en regard de leur densité.

3.2

La sismique réflexion très haute résolution (THR)

La sismique réflexion est utilisée dans le domaine pétrolier avec des profondeurs d'investigation très importantes (de l'ordre de plusieurs kilomètres). La sismique très haute résolution utilise les mêmes principes mais pour le domaine de la subsurface. Cette méthode utilise des géophones placés le long d'un profil pour enregistrer des ondes sismiques (ici des ondes de volume) engendrées par l'impact d'une masse sur le sol (Fig. 6). Des géophones de 10 Hz et un laboratoire sismique numérique de 48 canaux, OYO DAS-1 ont été utilisés. Une sommation de 3 à 5 tirs a été effectuée pour garantir un niveau suffisant de signal. Différents traitements ont été appliqués aux données sources avec notamment : filtrage FK (à différentes vitesses), filtre passe bande ou passe haut, correction NMO, déconvolution, DMO...

Le profil de mesure est implanté en piste. On ne peut en effet réaliser le profil sur le ballast en raison du défaut de couplage géophones-ballast. Le signal n'est pas assez énergétique dans cette configuration.

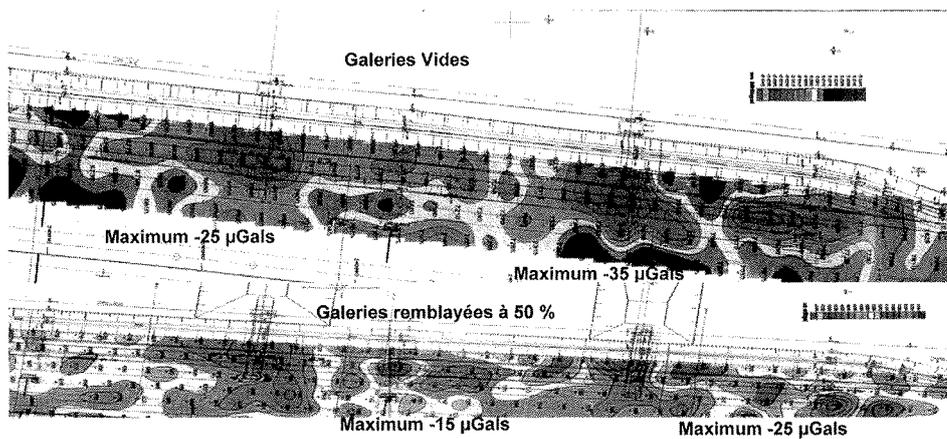


FIG. 5 Microgravimétrie cartes d'anomalies résiduelles : galeries vides (au-dessus) et galeries à moitié remblayées.
Microgravimetry residual anomaly : empty galleries (above) and half full galleries.

Les deux cavités ont été détectées lors des étapes 1 et 2. On précisera tout de même ici qu'à la différence de la microgravimétrie cette méthode permet de détecter des hétérogénéités à des profondeurs importantes (plusieurs dizaines de mètres, ce qui n'a pas été fait dans le cadre du projet). Elle donne également une information sur la profondeur de l'anomalie ainsi que sur sa localisation en plan (Figs. 7 et 8). Par ailleurs, cette méthode permet de connaître les fluctuations du toit de la craie.

Il est apparu opportun d'étudier également le cas où un profil n'était pas placé directement au-dessus des cavités. Des essais ont été alors réalisés lorsque les galeries étaient remblayées à 100 %, les puits étant vides. Un profil d'acquisition a été fait latéralement au puits d'accès de la galerie profonde (à 3 mètres de celui-ci pour simuler la distance piste-voie). Le vide a été détecté.

Il est donc possible avec la méthode de la THR de détecter des vides (ou des anomalies) situées latéralement et à proximité du profil d'acquisition. Cela implique également qu'il faille un certain nombre de sondages (à définir en fonction de l'anomalie) d'une part au niveau du profil mais également latéralement de chaque côté pour être sûr de circonscrire l'anomalie.



FIG. 6 Acquisition sismique.
Seismic acquisition.

La réalisation de plusieurs profils peut permettre de diminuer le nombre de forages en comparant les résultats par profil.

3.3

Les ondes de surface

De même que la méthode précédente, on utilise des géophones disposés en profils pour enregistrer des ondes sismiques (ici ondes de surface). Différents types d'acquisition ont été réalisés en utilisant comme source sismique :

- l'impact d'une masse sur une plaque métallique posée sur le sol (poids entre 10 et 20 kg) ;
- le signal généré par une circulation ferroviaire ;
- les vibrations générées par les circulations autoroutières de l'autoroute A1.

Dans le cas de l'impact d'une masse sur le sol comme source sismique, les cavités ont été détectées vides. Avec cette source, seuls des profils hors ballast ont été réalisés, au niveau du ballast le signal n'étant pas assez important pour pouvoir être étudié dans cette configuration. Les études réalisées avec les ondes générées par le train ont permis de détecter les galeries vides. Toutefois, la méthode n'est pas pertinente d'un point de vue économique (du fait notamment de la nécessité d'avoir une forte densité de géophones et du nombre important de données à traiter).

La méthode utilisant les vibrations autoroutières a permis de détecter les cavités remblayées à moitié (cette méthode a été mise en œuvre en cours de projet). Elle permet d'identifier les deux cavités (tant en plan qu'en profondeur). La profondeur d'investigation est de l'ordre de 15 m (non testée dans le cadre du projet), le rendement de l'ordre de 100 m/h et les mesures en voies sont possibles (Fig. 9).

3.4

Le radar de surface

La technique du radar de surface ayant fait des progrès technologiques depuis les prospections 1994, notamment pour le diagnostic des assises de voies, a

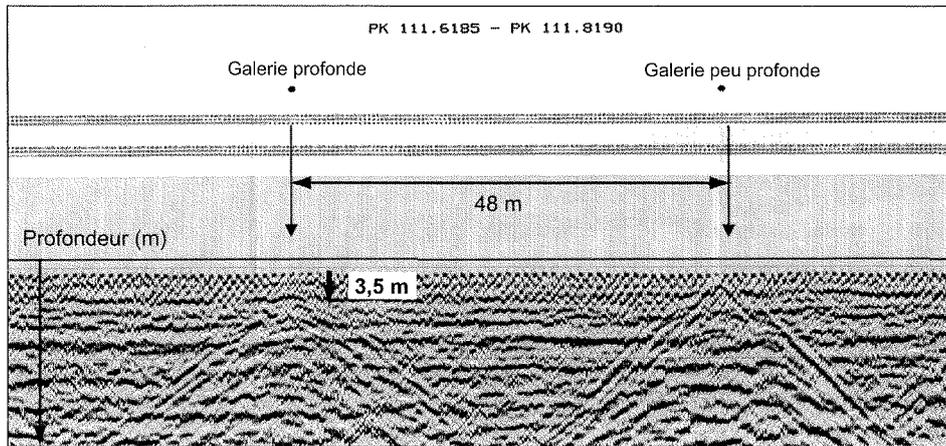


FIG. 7 Profil sismique réflexion THR.
Reflexion seismic THR profile.

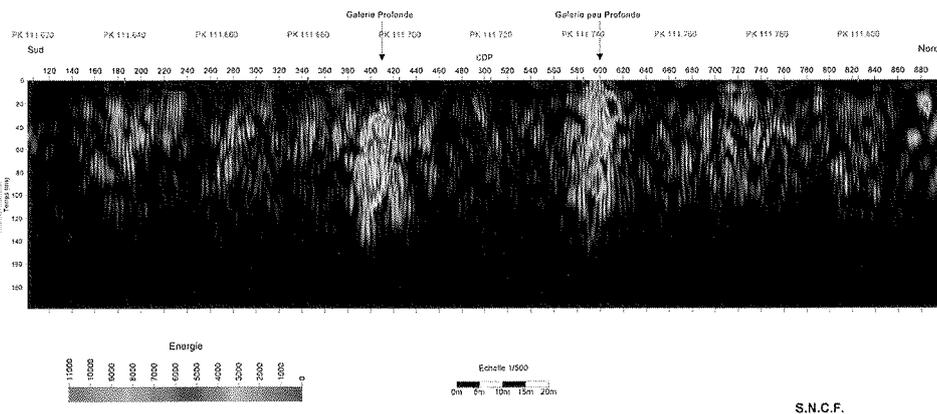


FIG. 8 Profil sismique, énergie du signal.
Seismic profile, signal energy.

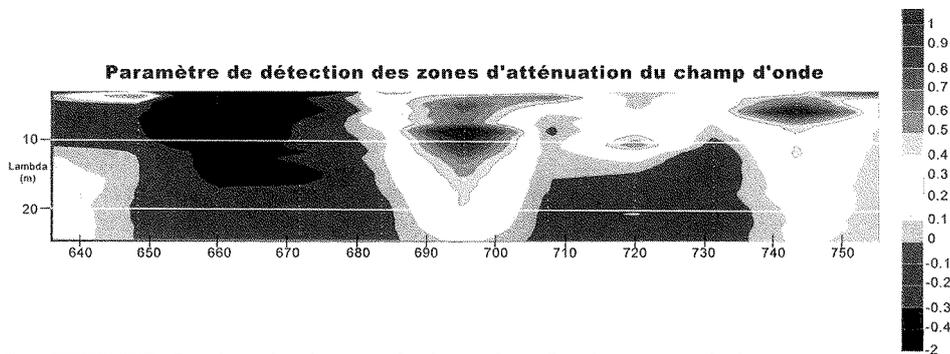


FIG. 9 Section sismique onde de surface (bruit autoroutier).
Seismic section surface waves.

été retenue pour faire de nouveaux tests. L'acquisition se fait à l'aide d'antennes, émettant des ondes électromagnétiques, que l'on déplace le long de profils. Pour une acquisition en voies, le radar peut être placé sur un lorry afin de rendre optimum l'acquisition (faciliter le déplacement, garder une vitesse régulière...). On sait que les limites de la méthode sont liées au pouvoir de pénétration des ondes électromagnétiques dans le sol, pouvoir qui est inversement proportionnel à la nature argileuse des terrains et à la présence d'eau. Dans le

contexte de la LGV Nord se pose donc le problème de la traversée de l'arasé terrassement en limons traités à la chaux (épaisseur de 30 à 40 cm) puis des limons argileux sous jacents.

Des essais en grandeur réelle sur plate-forme LGV ont été réalisés avec trois sociétés différentes au cours de la campagne d'investigation 2001. Bien que ces premiers essais aient été décevants, il a été jugé utile de poursuivre les tests avec cette méthode dans le cadre de la station d'essais, en particulier pour valider

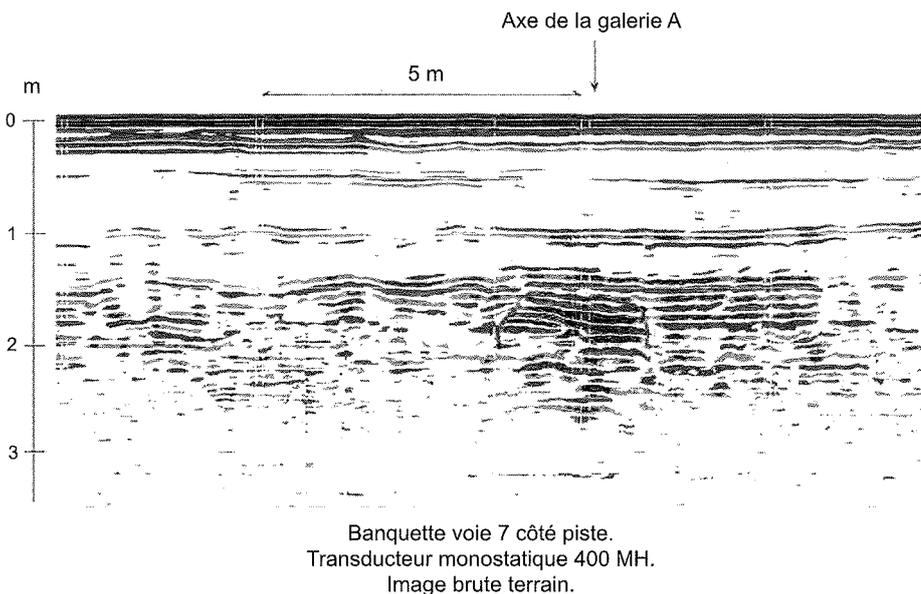


FIG. 10 Section radar, galerie peu profonde.
Georadar section, superficial gallery.

au moins la capacité de cette technique à détecter un vide se trouvant directement sous les structures. Cet objectif était lié également au volet « amélioration de la surveillance », en recherchant un système d'auscultation rapide de la plate-forme permettant d'envisager des campagnes périodiques de reconnaissances (suivi d'évolution). Il a donc été décidé, lors de l'étape 1, de faire un appel très large aux professionnels reconnus dans le domaine du radar de surface (national et international), de manière à pouvoir conclure sans ambiguïté sur la capacité ou non de cette méthode pour détecter des cavités directement sous les structures d'assise dans le contexte spécifique du TGV Nord.

Pour la plupart des entreprises les résultats obtenus ne permettent pas de détecter la présence des galeries, ou donnent des signaux à la limite de « l'interprétabilité », non véritablement significatifs, et qui ne pourraient être pris en considération sans ambiguïté dans le cadre d'un grand linéaire d'acquisition. Toutefois, à l'issue de la campagne de mesures une entreprise a mis au point une méthodologie permettant d'identifier la galerie la moins profonde (Fig. 10). Cette dernière a d'ailleurs été identifiée lors des différentes étapes de mesures (la diffusion du coulis d'injection a été imagé lors de la dernière étape). Les antennes utilisées dans ce cas sont des antennes de fréquence de fréquence centrale 200 MHz de GSSI associées à un SIR 20.

L'un des objectifs du projet était aussi de pouvoir définir une méthode de surveillance à haut rendement de la ligne. Pour cela la méthode devait répondre aux critères suivants : la pertinence (ne pas générer de « fausses » détections), un coût « limité », être opérationnelle en voie, répétitive, continue, non destructive et à haut rendement. Seule la méthode du radar de surface répondait à ces critères. Un système à rendement important (5 km/h) a alors été développé (en se basant sur les résultats positifs) pour réaliser de longs linéaires (système robuste) et ce afin d'identifier la présence de cavités de tailles militaires bloquées juste sous les structures d'assise (Fig. 11). Les antennes se situent à l'intérieur du lorry avant, le laboratoire d'acquisition dans le lorry arrière.

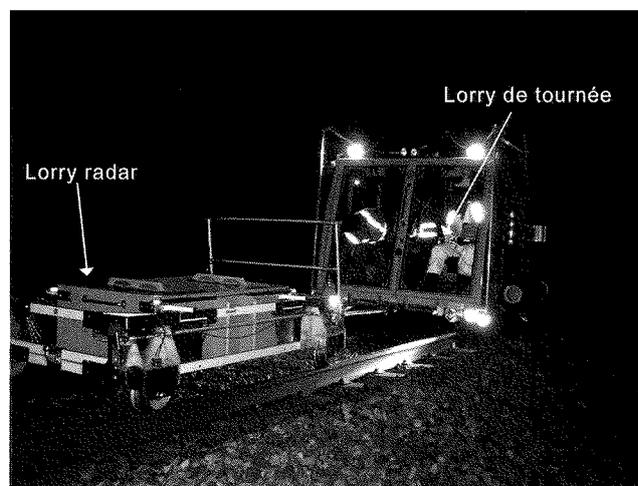


FIG. 11 Acquisition radar à haut rendement pour la détection de cavités bloquées sous les structures ferroviaires.

Radar acquisition for high linear and high output to detect military cavity just below structures.

3.5

La tomographie radar

Cette méthode utilise des ondes électromagnétiques se propageant entre deux forages (l'un contient une antenne émettrice et l'autre une antenne réceptrice) (Fig. 12). Des antennes de fréquence centrale 100 MHz de Radarteam ont été utilisées, associées à SIR 2000 de GSSI.

Les tomographies ont permis de distinguer trois horizons (les structures, les limons puis la craie). Dans le contexte géologique de la station d'essais, la tomographie radar permet de visualiser un vide franc entre deux forages distants de 4 mètres. Les vides sont très bien identifiés lors des différentes étapes. La méthode donne une idée de la dimension de la section de la galerie entre les deux forages (les vides résiduels sont



FIG. 12 Acquisition tomographie radar en forage (antennes dans les forages).
Radar tomography in borehole (antenna in boreholes).

mêmes identifiés lors de l'étape 3). Lors de l'étape 4 (suite aux injections), le coulis, milieu conducteur, ne permet pas aux ondes électromagnétiques de passer (on a une absence de données sur le panneau) (Fig. 13). Des essais ont été menés entre des forages espacés de 4 m, 7 m et 9 m. Le contexte géologique en présence ne permet d'avoir de bons résultats que pour le panneau de 4 m. En effet, les limons de nature très conductrices atténuent très rapidement les ondes émises.

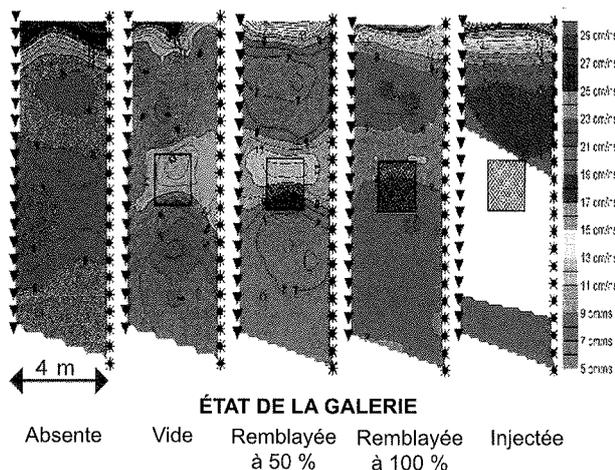


FIG. 13 Résultats de la tomographie radar à chaque étape.
Radar tomography results for each step.

3.6

Autres méthodes

Les méthodes suivantes, le panneau électrique, la réflectométrie radar en forage et en surface-forage, les tomographies sismiques, la diagraphie RAN, ont été testées sans pour autant mettre en évidence la présence des cavités (la diagraphie RAN avait été mise en œuvre pour la connaissance du sol, notamment la distinction limon et craie).

Les résultats concernant l'imagerie électrique auraient été peut-être plus concluants avec des cavités ennoyées quoique l'on ait eu un bon contraste entre le vide (résistant) et les limons (conducteurs). Les mesures

réalisées en piste ne semblent pas avoir été perturbées par les infrastructures. Nous n'avons pas d'explication d'autant que les mesures ont été de qualité, elle n'en reste pas moins très intéressante dans le cadre d'une reconnaissance géologique.

3.7

Conclusions sur les résultats

La station d'essais réalisée sous la V7 de Chaulnes a permis d'obtenir des résultats particulièrement intéressants non seulement en ce qui concerne le volet reconnaissance de cavités (de petites dimensions et à faibles profondeurs) mais également pour le volet surveillance de la ligne. On rappellera toutefois que les résultats obtenus sont spécifiques au contexte géologique, limons sur craie, du TGV Nord et que certaines méthodes peuvent s'avérer beaucoup plus adaptées et performantes dans d'autres types de terrain (par exemple, le radar de surface peut pénétrer jusqu'à 8 mètres de profondeur dans des terrains calcaires).

3.7.1

Volet reconnaissance

Il a été confirmé sans ambiguïté que la méthode microgravimétrique, utilisée dès le début pour les reconnaissances sur la LGV Nord, permet d'obtenir des signatures parfaitement significatives pour des cavités de la taille des galeries militaires de la guerre de 1914-1918, situées dans un horizon à faible profondeur sous la plate-forme (tranche de 0 à 6 m environ). A ce titre l'objectif sécuritaire majeur des reconnaissances menées jusqu'à présent est atteint. Depuis 1994, 103 km de plate-forme ont été reconnus en microgravimétrie et plus de 8 000 forages ont été réalisés.

Parallèlement les limites de la microgravimétrie ont été bien mises en évidence, notamment pour la détection de cavités profondes. De même cette méthode montre de nombreuses anomalies qui ne sont pas en relation directe avec des vides mais plutôt liées à la teneur en eau des terrains (des terrains gorgés d'eau ou secs ne donnent pas les mêmes réponses) et à des hétérogénéités du sol (en rappelant ici l'importance de la qualité de la mesure : des mesures de mauvaise qualité peuvent en effet conduire à des résultats tout à fait erronés).

La cavité la moins profonde a été détectée par les méthodes suivantes : la microgravimétrie, le radar de surface, la sismique réflexion très haute résolution (THR), les ondes de surface, la tomographie radar. Les mêmes méthodes ont permis de détecter la cavité la plus profonde excepté le radar de surface. A la différence des autres méthodes la microgravimétrie n'a pas été pertinente lorsque les galeries étaient remblayées. La galerie profonde à moitié remblayée étant en limite de détection. La réflectométrie radar, le radar en surface-forage, la tomographie sismique et le panneau électrique ne sont pas des méthodes permettant de détecter des cavités dans ces conditions géologiques.

Les essais réalisés ont permis d'enrichir la panoplie des méthodes disponibles pour les reconnaissances à mener, notamment pour la détection de cavités à plus grande profondeur et pour la valorisation des investigations en forage. En fonction des performances des différentes méthodes, de leurs contraintes de

mise en œuvre et des types d'aléas (exemple : cavités situées dans les horizons supérieurs ou marnières à plus grande profondeur dans la craie), il est aussi possible d'optimiser un programme des reconnaissances à mener en jouant sur la complémentarité des différentes méthodes géophysiques.

3.7.2

Volet surveillance

Compte tenu de la nécessité d'une surveillance périodique de certains tronçons de la ligne pour contrôler l'absence d'évolution sous la plate-forme, il était fondamental de pouvoir disposer de méthodes d'auscultation à grand rendement, plus rapides et moins contraignantes que la microgravimétrie, et dont la fiabilité serait démontrée. Là encore l'objectif a été atteint. La capacité du radar a été montrée et ce pour identifier une cavité qui serait bloquée immédiatement sous les structures d'assise, celles-ci ayant un « effet dalle » retardateur.

La galerie située à 1,5 m de profondeur a en effet été identifiée avec une vitesse d'acquisition de 3 km/h environ. Des développements ont été depuis réalisés afin de pouvoir réaliser des mesures à haut rendement (5 km/h) et ce sur des linéaires importants (des dizaines de km). Un état de référence sur l'ensemble de la ligne est en cours de réalisation. De plus, les méthodes par mesures des ondes de surface (mesure par bruit ambiant...) offrent des perspectives intéressantes et très prometteuses. Des recherches exploratoires complémentaires ont été lancées dans ce domaine.

4

Applications des résultats

4.1

Savoir-faire

Le projet de la station d'essais géophysiques nous a permis de définir, pour la recherche de cavités, un catalogue de méthodes applicables en environnement ferroviaire avec leurs aspects positifs et négatifs. Certaines de ces méthodes peuvent être utilisées pour d'autres objectifs. De même, certaines autres méthodes non testées ici, comme par exemple les méthodes électromagnétiques basses fréquences, peuvent être utilisées dans le domaine ferroviaire dans certains cas.

Ce projet nous a permis de compléter et développer notre savoir-faire dans la réalisation de campagne de reconnaissances. On peut diviser une campagne de reconnaissances en quatre points, à savoir :

- la définition de la campagne proprement dite (à travers la rédaction du cahier des charges) ;
- le choix des prestataires (en jugeant les moyens humains et matériels lors du dépouillement des appels d'offre) ;
- le contrôle terrain en suivant la réalisation des mesures ;
- le contrôle critique des résultats et des interprétations.

Ces deux derniers points conditionnent notamment les suites données aux problèmes rencontrés ; ils doi-

vent donc tout particulièrement être contrôlés (impact technico-économique). De plus, ils sont directement liés à la fiabilité du diagnostic ce qui se traduit sur la sécurité. La SNCF, à partir des campagnes géophysiques, met en place les mesures adéquates pour garantir la sécurité des circulations.

4.2

Exemples

Différents exemples sont pris par la suite montrant de quelle façon les résultats de la station d'essais ont été appliqués dans le cadre de la maintenance ferroviaire et plus particulièrement dans la reconnaissance de désordres observés en surface et pour lesquelles l'origine devait être trouvée (nature, extension, risque...).

4.2.1

Le viaduc du Mée

• Les faits et le contexte

Un fontis a été observé en 2004 dans l'entrevoie V1/V1bis à la limite du remblai du Mée et de la culée du viaduc du même nom sur la ligne Paris-Marseille (Fig. 14). Ses caractéristiques étaient les suivantes : longueur 2,20 m, largeur 1,00 m, profondeur 0,90 m, soit un volume de 1,5 à 2 m³ environ. Le viaduc est fondé sur les calcaires de Champigny (affleurant sur cette rive). Le remblai repose certainement sur cette formation. Au niveau du fontis, il est composé des marnes et argiles vertes extraites du déblai contigu du Mée.



FIG. 14 Fontis au niveau du viaduc.
Disorder on the viaduct.

Aucun désordre ou incident n'avait été recensé jusque-là et aucun désordre structurel proprement dit apparent et affectant l'ouvrage n'a été observé. L'apparition du fontis est certainement liée aux circulations d'eau constatées à l'arrière de la culée (goutte à goutte, traces de ravinement, sable fraîchement déposé sur le talus). A l'origine de ces venues d'eau on trouve une déficience du système de captage de l'évacuation des eaux ramenées par l'étanchéité du tablier. Des circulations auraient ainsi provoqué un lessivage progressif des sols du remblai, avec entraînement de fines, formation d'une cloche de décompression jusqu'à effondrement et apparition du fontis.

• Les mesures

Les mesures géophysiques devaient permettre de définir l'extension des désordres (tant en plan qu'en profondeur) au niveau du fontis mais également de définir la présence éventuelle de réseaux, canalisations ayant pu faciliter des circulations d'eau. Étant donné le contexte, le radar de surface avait été préconisé.

• Les résultats

Les résultats des mesures radar n'ont pas été « polués » par la détection de nombreuses anomalies. Aucune canalisation n'a été retrouvée. Les mesures ont permis de définir la présence de deux zones d'anomalies significatives. L'une a été définie comme vide probable et l'autre comme vide possible. Le vide probable a été confirmé par sondage. Il a été injecté (3 m³ et à très faibles profondeurs, moins d'un mètre). Aucun vide n'a été rencontré sur les sondages de contrôle de la deuxième anomalie, traduisant en cela une éventuelle fausse détection.

4.2.2

La gare de Cambrai

• Les faits et le contexte

La gare de Cambrai est partiellement construite sur d'anciennes exploitations de craie. Le toit de ces exploitations est situé à environ 20 m de profondeur alors que le toit de la craie est environ à 2 ou 3 m sous la plate-forme. Il s'agit de carrières type chambres/piliers et dont la hauteur exploitée est de l'ordre de 3 m. D'après des plans d'archives SNCF datant de 1905, les carrières situées sous les emprises sont remblayées. Plusieurs fontis sont apparus dans la zone de la gare (le premier de l'époque « moderne » a été recensé en 1981). Le SDIC (Service départemental de l'inspection des carrières) a informé la SNCF en 1990 de la probabilité de la présence de carrières non répertoriées sous les emprises. Des sondages de contrôle avaient été réalisés lors de l'apparition des derniers fontis sans pour autant mettre en évidence la présence de vides ou de terrains décomprimés. Le dernier fontis date de 2004 avec les caractéristiques suivantes : profondeur 2,2 m, diamètre 30 cm en surface et 1,5 m au fond (Figs. 15 et 16).

• Les mesures

Étant donné les profondeurs des cibles recherchées, il a été décidé de réaliser des mesures géophysiques non destructives par sismique réflexion THR. Seule cette méthode permettait d'avoir des données en continue et d'atteindre les profondeurs concernées.



FIG. 15 Gare de Cambrai, fontis à côté de la voie.
Cambrai Station, hole near the railway.



FIG. 16 Le même fontis en profondeur.
The same hole in depth.

• Les résultats

Des sondages de contrôle ont alors été réalisés sur des zones caractérisées par la géophysique comme pouvant être en relation avec la présence de vides. Deux niveaux de vides ont été mis en évidence et confirmés par la vidéo. Le premier correspond à une descenderie pour accéder aux carrières situées plus en profondeur et rencontrées sur le deuxième niveau de vide vers 22 m de profondeur (Fig. 17). Un comblement a été réalisé par coulis autocompactant.

4.2.3

La gare de l'Est

• Les faits

Depuis 1931 (agrandissement de la gare), plusieurs fontis ont été recensés (au niveau des quais, des voies) en gare de l'Est et ont nécessité des traitements des sols par injection. En septembre 2 000 un fontis (2 m de haut, 1 m de large) est apparu affectant le quai 9 et les voies adjacentes (à 20 m des heurtoirs), entraînant la rupture d'un ovoïde. Suite à l'apparition de ces désordres en gare de l'Est, RFF et la SNCF ont décidé de procéder à des investigations au niveau de la plate-forme ferroviaire.



FIG. 17 Carrière en profondeur.
Quarry in depth.

• *Le contexte géologique*

La gare de l'Est est située dans le périmètre de risques dus aux phénomènes de dissolution de gypse antéludien. Ce dernier a été exploité à ciel ouvert puis les carrières ont été remblayées. Les formations rencontrées, avec des puissances variables, sont des remblais puis les sables de Monceau (de faible puissance au niveau de la gare), les marno-calcaires de Saint-Ouen, les sables de Beauchamp, les marnes et caillasses et, enfin, le calcaire grossier.

Deux types d'anomalies ont été mis en évidence suite aux différentes campagnes de reconnaissances (microgravimétrie, sondages de contrôle, injections) réalisées avant 2006 :

- type 1 : des anomalies situées à 11-14 m de profondeur (dans les formations des marno-calcaires de Saint-Ouen) ;
- type 2 : des anomalies situées à 29-41 m de profondeur (dans les marnes et caillasses). Il s'agit tout d'abord de traiter le premier type d'anomalies, celles-ci étant susceptibles d'entraîner plus facilement des remontées de fontis en surface. Elles correspondent à des vides francs, à des niveaux très fortement décomprimés en relation avec des phénomènes de dissolution du gypse.

• *La méthode utilisée*

La méthode à utiliser devait permettre à la fois de s'adapter au contexte de la gare (nombreuses voies, circulation importante tant des trains que des voyageurs, présence d'autres travaux, présence d'appareils de voies), à la profondeur des anomalies recherchées (jusqu'à environ 15-20 m), à la présence de ballast (les quais ne sont présents que sur les 400 premiers mètres). La méthode devait également permettre un rendement assez important (afin de ne pas trop affecter les autres chantiers sur le site). L'objectif des mesures était de reconnaître les terrains et plus particulièrement les niveaux décomprimés voire les vides puis de les traiter afin de prévenir les futurs désordres potentiels.

Un des résultats positifs de la station d'essais géophysiques a été l'utilisation de la méthode sismique des ondes de surface par l'entreprise Sismocean. La source sismique était dans ce cas les vibrations engendrées par les circulations autoroutières situées à proximité du site de mesures. Un brevet a été déposé par l'Entreprise sur la méthodologie mise en œuvre appe-

lée DCOS (détection de cavités par ondes de surface). Après différentes opérations menées dans le cadre de la recherche, Sismocean a été missionné pour réaliser les investigations en gare de l'Est.

Avant de la mettre en œuvre en vraie grandeur sur le site de la gare, il restait à vérifier que le bruit anthropique présent était suffisant (mesures réalisées de nuit afin d'être peu perturbé par les circulations ferroviaires) et d'étalonner les anomalies géophysiques importantes. Deux phases préliminaires ont été réalisées donnant entière satisfaction :

- une phase de pré-faisabilité a permis, en analysant les différents bruits, mesurables sur le site de la gare de l'Est, de statuer positivement sur la pré-faisabilité de la mise en œuvre de la méthode DCOS afin de répondre aux objectifs fixés (Figs. 18 et 19) ;
- une phase de faisabilité dont l'objectif était de mettre en œuvre la méthode en vraie grandeur, de contrôler par sondages les anomalies détectées et ainsi vérifier la pertinence de la méthode.

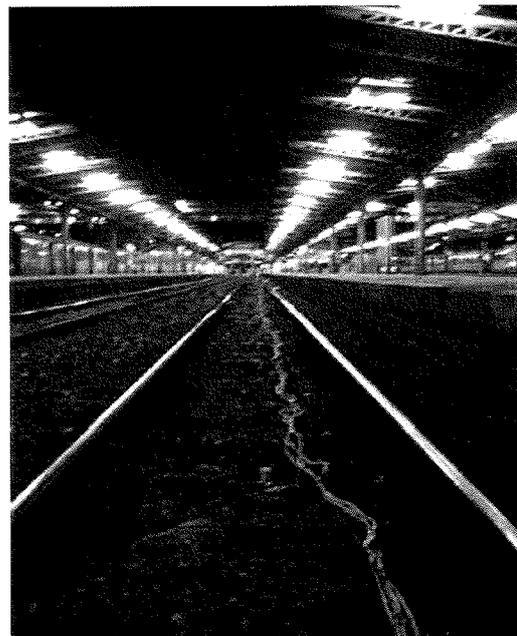


FIG. 18 Acquisition sismique.
Seismic acquisition.



FIG. 19 Géophone posé sur le ballast.
Geophone on ballast.

• Les résultats

Les mesures ont été réalisées de nuit au cours du second semestre 2006 sur 15 semaines environ en atteignant des rendements de 100 m/h et ce malgré le contexte délicat que représente la gare de l'Est. Le linéaire total mesuré est d'un peu plus de 8 200 m. Le rendement de la méthode a été amélioré au cours de la campagne en passant le nombre de géophones de la flûte de 72 à 96. La figure 20 montre les résultats d'un profil sur 200 m environ en voie. Les variations d'énergie sont représentées par des couleurs. En ordonnée on retrouve la longueur d'onde qui permet d'avoir une idée de la profondeur à laquelle se situe l'anomalie. Les rectangles verts hachurés représentent la position des terrains décomprimés rencontrés lors de la réalisation des sondages de contrôle (sondages de type destructif avec enregistrement de paramètres). La corrélation entre la géophysique et les sondages est bonne à quelques exceptions près.

Une vingtaine de zones d'anomalies considérées comme significatives ont été définies. L'ensemble de la campagne depuis sa définition jusqu'aux résultats a été validé par l'expert du LCPC missionné sur le projet (M. Lagabrielle). Les sondages de contrôle ont été réalisés en 2007. Il s'agissait de sondages destructifs en mode rotoperçusion avec enregistrement de paramètres (vitesse d'avancement, couple de rotation, débit, percussion réfléchi, pressions de poussée, d'injection et de retenue). Quarante-cinq sondages ont été exé-

cutés. Les contraintes ferroviaires (nombre de voies important, interception des voies retardées en raison de circulations...) n'ont permis qu'un rendement de 1 à 2 sondages par nuit. La corrélation entre les anomalies géophysiques et les sondages de contrôle est assez bonne sur la première partie du secteur reconnu (jusqu'à l'hectomètre 430). Dans la seconde partie, la corrélation n'a pas pu être mise en évidence. Bien que la géophysique indique la présence d'anomalies importantes l'ensemble des sondages montre des terrains très résistants mécaniquement (à quelques exceptions près). Les anomalies détectées pourraient être dues à l'influence latérale d'anomalies situées de part et d'autre de la tranchée (caves d'immeubles jouxtant les voies à cet endroit...).

5

Conclusion

La LGV Nord est soumise à un important aléa de cavités. Dans le cadre d'un plan d'actions une station d'essais géophysiques a été réalisée afin d'évaluer les capacités de chaque méthode et d'en apprécier les limites d'utilisation dans le cadre de la détection de cavités. Suite à ces essais, la SNCF a été plus à même de concevoir des campagnes de reconnaissances plus pertinentes et plus adaptées à différents problèmes rencontrés et notamment au regard de l'aléa cavité.

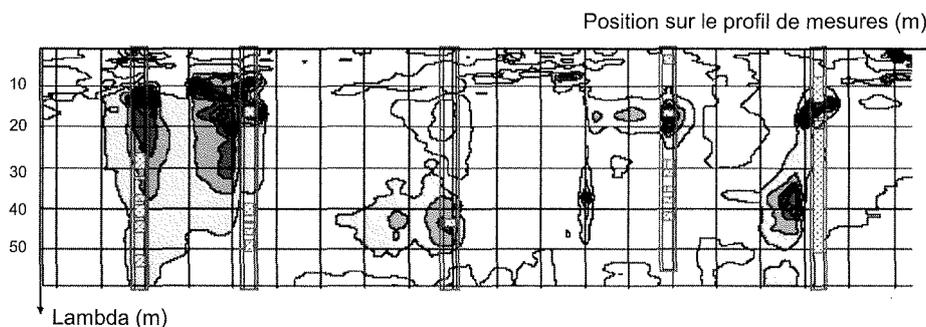


FIG. 20 Corrélation géophysique et sondages de contrôle.
Comparison between geophysics and borehole investigation.

Bibliographie

- Cosenza P., Marmet E., Rejiba F., Cui Y.-J., Tabbagh A., Charlery Y. – Correlations between geotechnical and electrical data : a case study at Garchy in France. *Journal of Applied Geophysics*, vol. 60, n° 3-4, 2006, p. 165-178.
- Fauchart C., Pothérat P. – *Détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques*. IST-Diffusion des éditions, 2004.
- Grandsert P. – LGV Nord : station d'essais des méthodes géophysiques de détection de cavités sous voies. *Revue générale des chemins de fer*, 2005.
- Maquaire O., Flageollet J.-C., Malet J.-P., Schmutz M., Weber D., Klotz S., Guérin R., Descloîtres M., Schott J.-J., Albouy Y., Dietrich M. – Une approche multidisciplinaire (géomorphologie, photogrammétrie numérique, géotechnique, géophysique) 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, p. 15-31.
- Mari J.-L., Arens G., Chapelleir D., Gaudiani P. – *Géophysique de gisement et de génie civil*. Éditions Technip, 1998.
- Tabbagh A., Panissod C., Benech C., Dabas M., Jolivet A., Guérin R. – Un outil de reconnaissance géophysique en milieu urbain : la prospection électrostatique. *Revue française de géotechnique*, n° 101, 2002, p. 3-10.

Comportement mécanique des sols loessiques naturels sous sollicitations cycliques

**Y.-J. CUI
J. CANOU**

École des Ponts ParisTech
UR Navier/CERMES
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex
cui@cermes.enpc.fr
canou@cermes.enpc.fr

J.-M. TERPEREAU

SNCF
Direction de l'ingénierie
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis
serge.nebieridze@sncf.fr
jean-marc.terpereau@sncf.fr

J.-P. KARAM

Bonnard and Gardel
Consulting Engineers
Lausanne (Switzerland)
jean-paul.karam@bg-21.com

Résumé

Dans le cadre du plan d'action lancé en 2002 par le Réseau ferré de France (RFF) et la Société nationale des chemins de fer (SNCF), et suite aux fontis observés sur la ligne à grande vitesse Nord (LGV), une étude de laboratoire a été menée visant à identifier les mécanismes d'instabilité liés au comportement du sol concerné : le loess. Les échantillons de sols intacts ont été prélevés en bloc à différentes profondeurs, et différents essais ont été réalisés : l'essai d'identification géotechnique, l'essai d'effondrement à l'œdomètre, l'essai de fatigue à faible et grande fréquences, l'essai de liquéfaction. Les résultats ont montré un effondrement modéré à partir de l'état naturel (< 3,7 %). En revanche, une grande sensibilité à la teneur en eau a été observée puisqu'une augmentation linéaire de l'effondrement avec la diminution de la teneur en eau a été identifiée. Les résultats des essais de fatigue à faible fréquence ont montré que les déformations augmentent généralement avec l'augmentation de l'amplitude du déviateur. L'effet de fréquence s'est avéré négligeable. Le caractère liquéfiable des sols a été démontré aussi bien par les essais de cisaillement non drainés sous chargements monotones que par les essais cycliques. De plus, les résultats ont montré qu'on peut définir un critère de liquéfaction soit en termes de surpression interstitielle soit en terme de déformation axiale. La résistance à la liquéfaction des sols semble fortement dépendante de la densité et de la fraction des fines.

Mots-clés : loess naturel, effondrement, fatigue, liquéfaction, fréquence, teneur en eau, sollicitations cycliques.

Mechanical behaviour of natural loessic soils under cyclic loading

Abstract

Within the action plan launched in 2002 by the French company for railway management (RFF) and the railway company (SNCF), and following on the instability problem observed on the northern high speed line, a laboratory study was undertaken aiming at identifying the mechanisms of instability related to the behaviour of the soil involved: loess. Intact samples were taken in block at various depths and different tests were carried out: geotechnical classification tests, collapse test in oedometer, fatigue tests at low and high frequencies, and liquefaction tests. The results showed a moderate collapse starting from the natural state (< 3.7 %). On the other hand, a high sensitivity to the water content was observed since a linear increase of collapse with the reduction of the water content was identified. The results of the fatigue tests at low frequency showed that on the whole the strains increase with the increase in amplitude of the deviator stress. The effect of frequency was found to be negligible. The liquefiable character of the soils was shown by both undrained monotonous shear tests and cyclic shear tests. Moreover, the results showed that it is possible to define a criterion of liquefaction either in terms of over pore pressure build-up or in term of axial strain. The liquefaction resistance of the soils seems strongly dependent on the density and the fraction of fines.

Key words: natural loess, collapse, fatigue, liquefaction, frequency, water content, cyclic loadings.

Introduction

Le nombre de cycles de chargement auquel sont soumises les voies de la ligne à grande vitesse (LGV) Nord est estimé à 3 500 par jour, soit 1 270 000 par an. Au cours de l'hiver 2000-2001 marqué par une pluviométrie exceptionnelle qui a provoqué des inondations de la vallée de la Somme, on a observé de nombreux effondrements en surface du sol, dénommés fontis. Ces fontis observés étaient de tailles variables, les plus importants atteignant environ 5 m de diamètre. L'origine est attribuée soit aux cavités d'origine militaire (tranchées, sapes, etc.) créées pendant la première guerre mondiale soit à des carrières (extraction de la craie). Le risque d'origine karstique, quoique identifié, s'avère marginal. L'expertise menée par Rat (conseil général des Ponts) pour le compte de la direction des transports terrestres a conduit la SNCF à mener un projet de recherches dédié à la compréhension du mécanisme de formation de ces fontis, à la part relative prise par les conditions hydriques du sol et par les vibrations générées par les circulations ferroviaires. En 2003, des simulations numériques par la méthode des éléments finis ont été effectuées par une entreprise afin d'évaluer les contraintes cycliques dans le sol. Les résultats de calcul ont montré qu'à une distance de 5 m des voies, l'amplitude du chargement cyclique vertical varie de 11 à 23 kPa ; et ceci jusqu'à une profondeur de 4 m et avec un spectre de fréquence autour de 20 Hz. La contrainte diminue considérablement au-delà de 5 m de profondeur.

Du point de vue mécanique, les fontis observés pourraient être liés au mécanisme d'effondrement avec l'augmentation de la teneur en eau et au mécanisme de fatigue avec les chargements à grands nombres de cycles. On note aussi le possible mécanisme de liquéfaction lorsque le sol est saturé.

Le phénomène d'effondrement lié à l'augmentation de la teneur en eau sous des contraintes mécaniques a fait l'objet de nombreuses investigations, en particulier dans les pays où les sols loessiques sont répandus (voir Cui et Magnan, 2000). Il est maintenant bien connu que l'effondrabilité d'un sol dépend de sa minéralogie, sa fraction argileuse, la forme de ses grains et sa granulométrie, sa teneur en eau naturelle, son indice des vides, la dimension et la forme de ses pores, son niveau de cimentation, la nature et la concentration des ions dans son eau interstitielle. Sur le plan expérimental, l'effondrement du sol est souvent déterminé à l'œdomètre avec des méthodes connues sous les noms du simple œdomètre et du double œdomètre (Jennings et Knight, 1957 ; Knight, 1963). L'avantage du simple œdomètre est qu'on détermine l'effondrement du sol en suivant le chemin réel, alors que l'avantage du double œdomètre est qu'on balaye avec deux essais toute la gamme de contraintes. Contrairement au cas statique, l'effet

cyclique sur l'effondrement est très peu abordé, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Cui *et al.* (1995) ont montré que cet effet dynamique est loin d'être négligeable. En effet, pour un sol loessique sous 200 kPa de contrainte à l'œdomètre, ils n'ont obtenu qu'environ 2 % d'effondrement sous l'effet de la saturation, alors qu'avec vibration, l'effondrement a atteint 10 %.

Sous l'effet de grands nombres de cycles de chargement cyclique, le sol présente le comportement de fatigue. Ce comportement est fortement conditionné par l'état hydrique du sol. Quand le sol atteint l'état saturé, le chargement cyclique en condition non drainée pourrait donner lieu au phénomène de liquéfaction. De plus, pour ces comportements de fatigue et de liquéfaction, la fréquence pourrait jouer un rôle important.

Dans le présent travail, on étudie expérimentalement le comportement des loess prélevés en bloc à différentes profondeurs sur un site proche des voies de la LGV Nord. On a d'abord analysé les sols à partir d'essais d'identification géotechniques ; puis on a réalisé différents types d'essais mécaniques pour caractériser le comportement d'effondrement, de fatigue et de liquéfaction de ces sols.

Matériaux

Les sols étudiés ont été prélevés dans le nord de la France, à environ 140 km de Paris. Le prélèvement a été effectué selon la norme française (AFNOR, 1994) : une tranchée de 1,5 × 9 m a été ouverte, à une distance de 25 m de la plate-forme ferroviaire. Quand on a atteint 1,2 m de profondeur, un premier bloc témoin a été découpé à l'aide de spatules. Le bloc a été ensuite placé dans une boîte en plastique dont la face ouverte a été recouverte par un film plastique, puis scellée avec de la paraffine. La même opération a été répétée pour d'autres profondeurs : 2,2 m, 3,5 m et 4,9 m. La figure 1 montre que les courbes granulométriques des quatre sols sont comparables et typiques du loess, avec une fraction argileuse comprise entre 16 et 20 %. Les sols à 1,2 m et à 4,9 m présentent une fraction argileuse légèrement plus grande (18 et 20 % respectivement) que les deux autres (16 %). Les propriétés géotechniques des sols sont présentées dans le tableau I. La limite de liquidité (w_L) varie de 26 à 30 % ; l'indice de plasticité (I_p) varie de 6 à 9 ; la densité sèche (ρ_d) est plutôt petite (1,39 – 1,55 Mg/m³) correspondant à une porosité élevée ($n = 0,43 - 0,49$) ou à un grand indice des vides ($e = 0,76 - 0,93$) ; la teneur en carbonate est assez élevée (5 – 15 %). La diffraction aux rayons X a montré que la fraction argileuse est constituée de kaolinite, d'illite et d'illite-smectite interstratifiées. La succion mesurée en utilisant la méthode du papier filtre (voir le détail dans Delage et Cui, 2000) n'est pas élevée, allant de 13,8 à 34,1 kPa, bien que le degré de saturation (S_r) soit assez bas, compris entre 53 et 82 % (teneur en eau naturelle initiale $w_i = 16,6 - 23,7$ %).

TABEAU I Propriétés géotechniques des sols étudiés.
Geotechnical properties of the soils studied.

Profondeur (m)	% < 2 μm	w_L (%)	I_p	ρ_d (Mg/m ³)	n	w_{nat} (%)	e	S_r (%)	CaCO ₃ (%)	Succion (kPa)
1,2	20	30	9	1,52	0,44	18,9	0,76	66	5	20
2,2	16	28	9	1,39	0,49	18,1	0,93	53	6	34
3,5	16	26	6	1,54	0,43	16,6	0,82	55	15	27
4,9	18	30	9	1,55	0,43	23,7	0,78	82	9	14

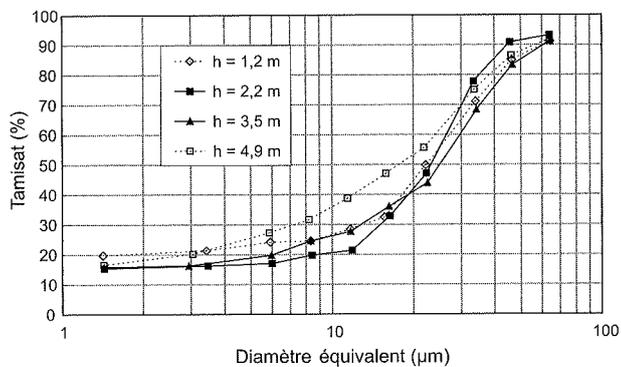


FIG. 1 Courbes granulométriques des quatre sols étudiés.

Grain size distribution curves of the four soils studied.

La figure 2 montre la microstructure des quatre sols, observée au microscope électronique à balayage (MEB). Le sol à 1,2 m de profondeur (Fig. 2a) présente une microstructure assez compacte avec peu de grands pores visibles ; la fraction argileuse paraît omniprésente. Le sol à 2,2 m présente en revanche des pores assez grands (Fig. 2b) ; les grains de silt sont collés par les fines argileuses pour former ensemble des agrégats. La figure 2c présente la microstructure du sol à 3,5 m de profondeur. On y identifie peu d'argile et les grains de silt semblent bien séparés. La plupart des grains mesurent entre 20 et 40 µm, ce qui est compatible avec la courbe granulométrique (Fig. 1) ; les pores entre grains sont petits et mesurent quelques micromètres. Le sol à 4,9 m (Fig. 2d) présente une microstructure assez argileuse avec des grands pores allant jusqu'à quelques micromètres. Cette observation est en bon accord

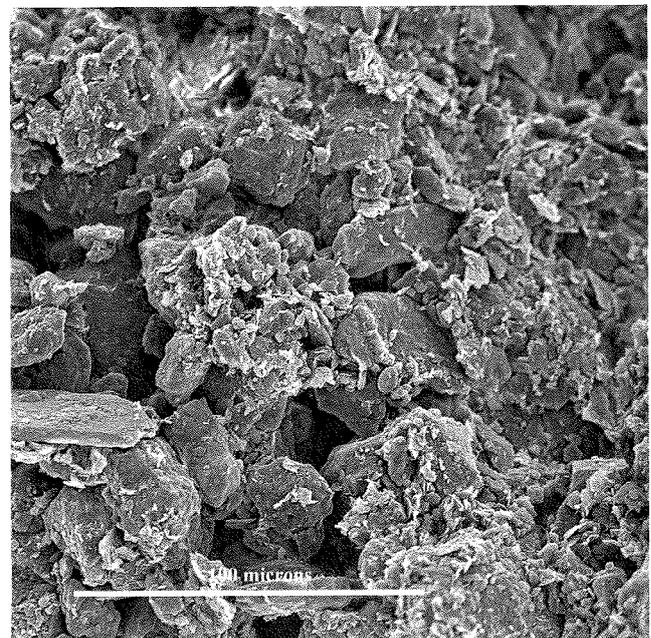
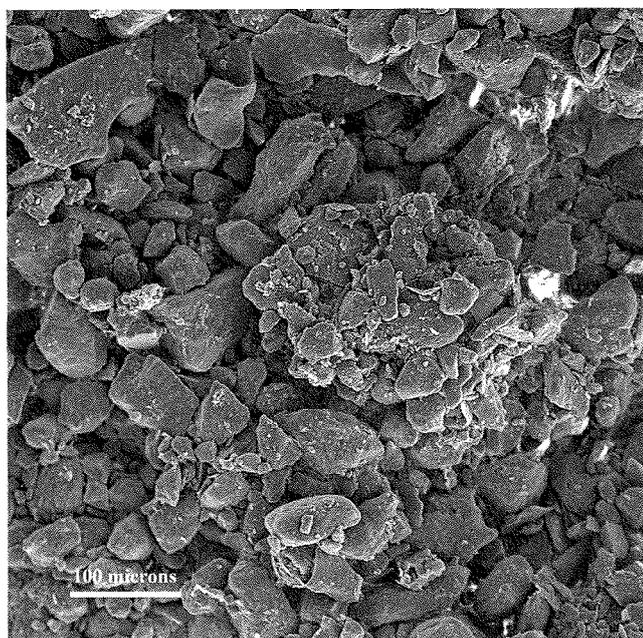
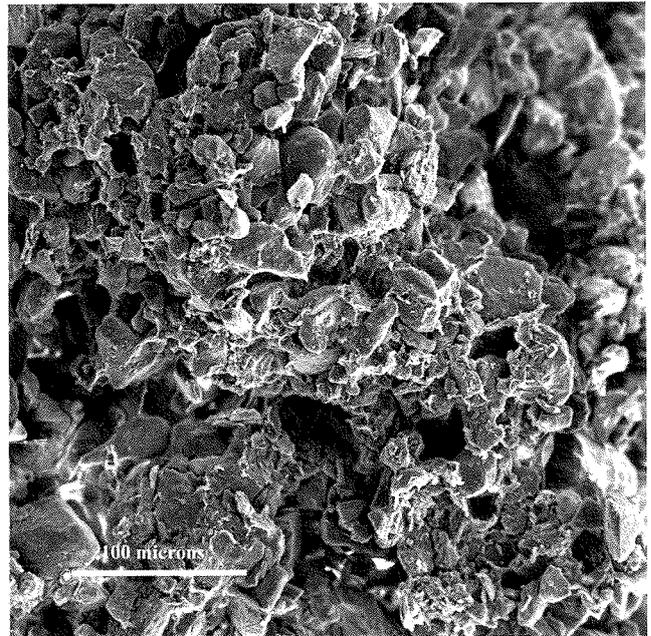
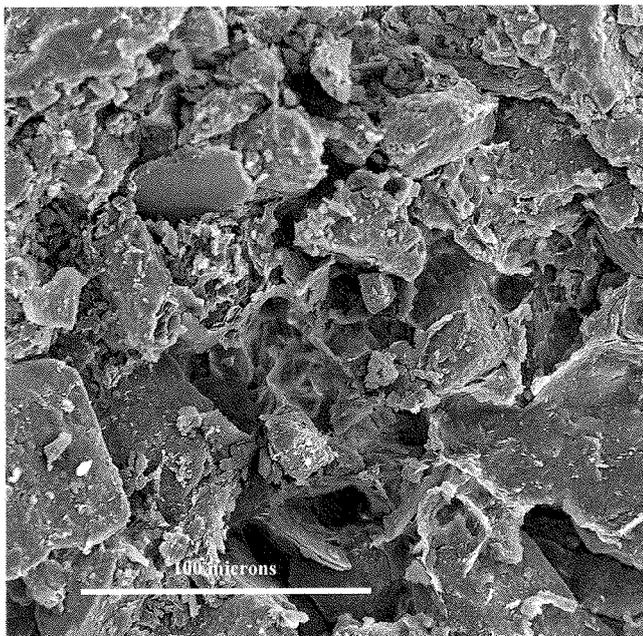


FIG. 2 Microstructure des sols observée au microscope électronique au balayage. (a) sol à 1,2 m ; (b) sol à 2,2 m ; (c) sol à 3,5 m ; (d) sol à 4,9 m.

Microstructure of soils observed at scanning electron microscope. (a) soil at 1.2 m ; (b) soil at 2.2 m ; (c) soil at 3.5 m ; (d) soil at 4.9 m.

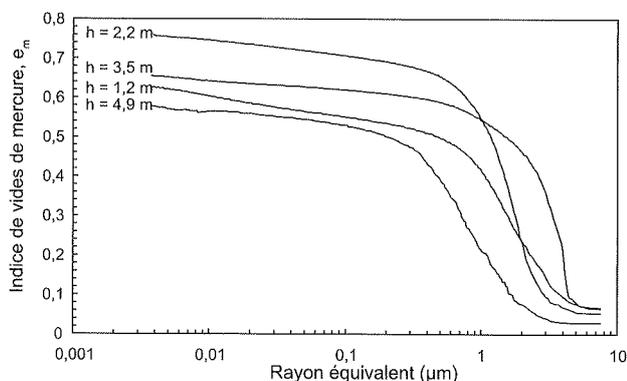


FIG. 3 Courbes de distribution des pores des sols étudiés (e_m est le rapport du volume de mercure sur le volume des solides).

Pore size distribution curves of the soils studied (e_m is the ratio of mercury volume to solids volume).

avec les courbes porosimétriques obtenues en utilisant la méthode de porosimétrie à mercure sur des échantillons lyophilisés (Fig. 3). En effet, on observe que pour les quatre sols, les familles de pores se trouvent entre 0,8 et 4 μm . Les valeurs d'indice des vides identifiées montrent bien que le sol à 2,2 m est le plus lâche, viennent ensuite les sols à 3,5 m, à 1,2 m et à 4,9 m de profondeur, ce qui est assez compatible avec les indices des vides déterminés de façon globale sur des échantillons plus grands. On note cependant une valeur systématiquement moins grande obtenue pour les quatre sols par la méthode porosimétrique, à relier à de très gros pores non identifiables par un porosimètre standard qui opère de la pression atmosphérique jusqu'à 2 MPa (Osipov et Sokolov, 1995 ; Cui *et al.*, 1998).

3

Méthodes expérimentales

3.1

Effondrement à l'œdomètre

Pour évaluer l'effondrabilité des sols, on a réalisé une série d'essais au double et au simple œdomètre. Les échantillons ont été préparés par carottage à partir de petits blocs de sol (environ 50 × 100 × 100 mm) et avaient une dimension de 20 mm de hauteur et de 70 mm de diamètre. L'essai au double œdomètre consiste à réaliser deux courbes de compression, une à teneur en eau constante et l'autre sur un échantillon initialement saturé sous une faible charge de 3 kPa. Ainsi, pour toute la gamme de contraintes, la différence de déformations entre les deux courbes indique le degré d'effondrement. L'essai au simple œdomètre consiste à déterminer une courbe de compression unique, commençant à teneur en eau constante jusqu'à une contrainte de 200 kPa sous laquelle on sature l'échantillon pour observer l'effondrement.

L'effondrabilité des quatre sols prélevés a été déterminée en utilisant les deux méthodes et à partir d'un état initial correspondant à la teneur en eau initiale. L'effet de la teneur en eau initiale a été étudié spécifiquement sur le sol à 2,2 m de profondeur. Pour ce faire, les blocs de sol ont été soit humidifiés, soit séchés pour atteindre la teneur en eau voulue (23, 18, 14, 10, 4 et 0 %) avant les carottages.

3.2

Fatigue au triaxial à faible fréquence

Les essais de fatigue en condition triaxiale ont été réalisés en utilisant une presse triaxiale cyclique équipée avec un système de suivi de volume développé par Cui *et al.* (2007). Pour la préparation des échantillons, des blocs de sol d'environ 150 × 150 × 300 mm ont été réalisés. Ils ont été ensuite amenés à la teneur en eau voulue (10, 14, 21,5, 23 et 27 %) soit par séchage soit par humidification. On a ensuite réalisé des échantillons de 70 mm de diamètre et 140 mm de hauteur par taille.

Étant donné que le système de suivi de volume ne permet pas des essais à fréquence élevée, on a adopté une fréquence de 0,05 Hz. Ce choix est aussi justifié par les observations de Canou *et al.* (2002) qui ont montré que dans la gamme de faibles fréquences (< 1 Hz), la fréquence n'a pas un effet significatif sur le comportement cyclique des sols.

Les essais ont consisté à appliquer 700 cycles avec une contrainte déviatorique de 20 kPa et une contrainte de confinement de 25 kPa. Dans le cas des échantillons qui n'ont pas atteint la rupture sous la sollicitation indiquée, le déviateur est progressivement augmenté par palier de 10 kPa et, à chaque palier, 100 cycles ont été appliqués, ceci jusqu'à la rupture du sol.

3.3

Fatigue sur une presse MTS à fréquence élevée

Afin d'étudier le comportement des sols à une fréquence proche de celle résultant de la circulation des trains de grande vitesse d'une part, et d'étudier l'effet de la fréquence d'autre part, on a réalisé des essais de fatigue sur une presse MTS à trois fréquences différentes de 5, 10 et 20 Hz sur des échantillons à différentes teneurs en eau. Les essais ont été réalisés en appliquant des cycles de contrainte de 35 à 55 kPa. Ces contraintes ont été définies en considérant la contrainte générée par les structures d'assises ferroviaires, ainsi que la partie supérieure des terrassements (PST) traitée soit environ une contrainte verticale de 35 kPa. La charge cyclique de 0 à 20 kPa induite par le passage d'un train à grande vitesse (TGV) retenue est issue des modélisations numériques effectuées par Géodynamique et Structures (vitesse particulière sous la plate-forme ferroviaire de 30 mm/s, accélération de 0,6 m/s² et incréments de contraintes de 20 kPa). Les mesures effectuées ultérieurement sur le site de Beugnâtre (SEGG et SNCF) ont confirmé l'ordre de grandeur des sollicitations avec des accélérations verticales mesurées de 1 m/s².

L'échantillon a été préparé par carottage (200 mm de diamètre et 30 mm de hauteur) et introduit ensuite dans une cellule œdométrique. L'ensemble a été placé sur un support spécialement conçu pour cette étude. La figure 4 présente une photo du dispositif utilisé.

Dans un premier temps on applique une charge statique de 45 kPa. Après la stabilisation de la déformation, on applique la charge cyclique avec une amplitude de 10 kPa, ce qui correspond au chargement initialement défini de 35 à 55 kPa.

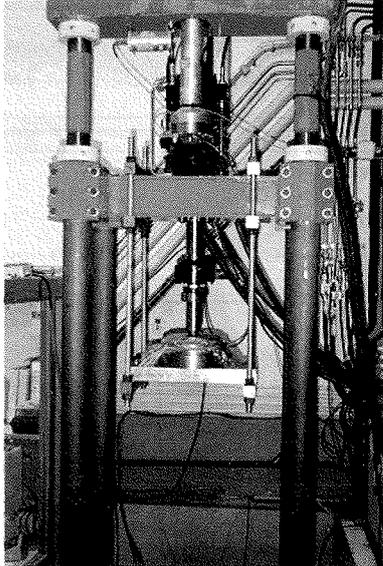


FIG. 4 Dispositif utilisé pour l'essai de fatigue à haute fréquence.
Experimental set-up for fatigue tests at high frequency.

3.4

Étude de liquéfaction

Canou *et al.* (2002) ont montré une bonne correspondance entre le comportement non drainé en chargement monotone et le comportement en chargement cyclique d'un sol sableux lâche. Dans le premier cas, la liquéfaction est caractérisée par une chute de résistance au cisaillement accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle ; dans le deuxième cas la liquéfaction est due à l'accumulation de la pression interstitielle. Le mécanisme qui caractérise la liquéfaction dans les deux cas est l'effondrement de la structure initiale du sol. Ainsi, pour mettre en évidence le caractère liquéfiable d'un sol, il est commode de réaliser d'abord un essai peu coûteux comme l'essai triaxial non drainé en chargement monotone. On a suivi ce principe dans cette étude.

Pour un essai en chargement monotone, on découpe un bloc de sol de $300 \times 150 \times 150$ mm ; on le taille au tour manuel pour obtenir un échantillon cylindrique de 169 mm de hauteur et de 100 mm de diamètre ; on procède à la saturation en réalisant la circulation de CO_2 pendant 30 min, la percolation de l'eau désaérée d'un volume supérieur à 2 volumes de pores (2,6 litres) et l'application d'une contre-pression par palier, jusqu'aux valeurs finales suivantes : 100 kPa de contre-pression et 125 kPa de pression de confinement. On cisaille ensuite l'éprouvette sur une presse triaxiale classique à une vitesse constante de 0,5 %/min.

TABEAU II Effondrement des sols à l'état naturel.
Collapse of soils from their natural states.

Profondeur (m)	W_{nat} (%)	Par simple œdomètre (%)	Par double œdomètre (%)
1,2	18,9	0,6	0,7
2,2	18,1	3,2	3,7
3,5	16,6	0,6	1,4
4,9	23,7	0,2	0,4

Pour un essai en chargement cyclique, on découpe un bloc de sol de $300 \times 150 \times 150$ mm ; on le taille au tour manuel pour obtenir un échantillon cylindrique de 140 mm de hauteur et de 70 mm de diamètre ; on procède à la saturation en réalisant la circulation de CO_2 pendant 30 min, la percolation de l'eau désaérée d'un volume supérieur à 2 volumes de pores (1,1 litre), et l'application d'une contre-pression par palier, jusqu'à atteindre les valeurs finales suivantes : 100 kPa de contre-pression et 125 kPa de pression de confinement ; on applique le déviateur cyclique à une fréquence de 0,05 Hz. Pour chaque sol, trois déviateurs différents sont considérés, correspondant respectivement à un tiers, deux tiers et la totalité du déviateur au pic obtenu avec l'essai triaxial non drainé en chargement monotone.

Pour les essais monotones et les essais cycliques, la déformation axiale (ϵ_1), la surpression interstitielle (δu), la contrainte déviatorique ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) et la contrainte moyenne effective ($p' = \sigma'_1/3 + 2\sigma'_3/3$) sont enregistrées par un système d'acquisition. On note que la contrainte déviatorique q est calculée en considérant la force imposée F et une section d'échantillon corrigée S_c comme :

$$S_c = S_0 / (1 - \epsilon_1) \quad (1)$$

où S_0 est la section initiale de l'échantillon.

4

Résultats et discussions

4.1

Comportement d'effondrement des sols

L'effondrabilité des quatre sols a été étudiée à l'œdomètre en utilisant les méthodes du simple et du double œdomètre. Les résultats sont présentés dans le tableau II. On observe que c'est le sol à 2,2 m de profondeur qui est le plus effondrable, puisque son effondrement atteint plus de 3 %. Ceci est principalement lié à sa plus grande porosité (0,49, voir tableau I). La comparaison entre les résultats obtenus par la méthode du simple œdomètre et la méthode du double œdomètre montre globalement une bonne correspondance sauf pour le sol à 3,5 m de profondeur avec 0,6 % d'effondrement identifié par la méthode du simple œdomètre contre 1,4 % par la méthode du double œdomètre.

Afin d'évaluer l'effet de la teneur en eau initiale sur l'effondrabilité des sols, on a amené les sols à différentes teneurs en eau. La figure 5 présente l'effondrement du sol à 2,2 m de profondeur en fonction de la teneur en eau initiale. On observe que l'effondrement augmente linéairement avec la diminution de la teneur en eau. De plus, une bonne correspondance est obtenue pour toutes les teneurs en eau entre les méthodes du simple et du double œdomètre.

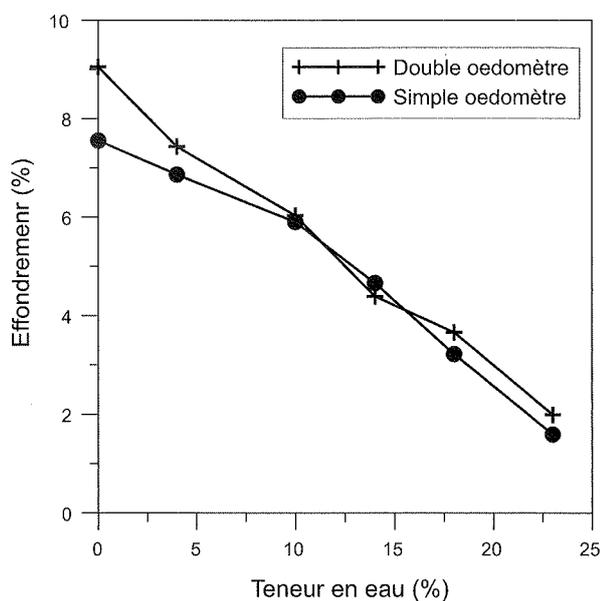


FIG. 5 Effondrement du sol à 2,2 m à partir de différents états hydriques initiaux. Collapse of soil at 2.2 m starting from different initial moisture states.

4.2

Comportement en fatigue à faible fréquence

Seul le sol à 2,2 m de profondeur a été testé au triaxial cyclique. Cinq teneurs en eau initiales différentes ont été considérées : 10, 14, 21,5, 23 et 27 %. Les essais ont commencé par l'application d'un déviateur de 20 kPa pendant 700 cycles suivie de l'augmentation successive par paliers de 10 kPa de déviateur avec 100 cycles pour chaque palier, jusqu'à la rupture du sol. Les résultats de la première phase ne sont pas présentés ici, qui montrent, d'une manière générale, une déformation assez limitée (inférieure à 0,5 %) pendant l'application du déviateur cyclique de 20 kPa. On observe que la déformation volumique et le déplacement vertical sont plus petits dans le cas des teneurs en eau faibles, ce qui est en bon accord avec l'augmentation de la rigidité du sol avec l'augmentation de la succion (Cui et Delage, 1996). Pour la teneur en eau de 10 %, la déformation est d'environ 0,15 %, tandis que pour des teneurs en eau de 21,5 et 23 %, proches de la limite de plasticité du sol, la déformation est autour de 0,5 %.

Les résultats de la deuxième phase de chargement sont regroupés sur les figures 6 et 7, qui montrent respectivement les déformations axiale et volumique pour les différents états hydriques et pour les différents déviateurs cycliques. Pour la teneur en eau de 10 %, on observe que les déformations varient linéairement dans le temps, montrant un comportement volumique indépendant de l'amplitude du déviateur. Pour la teneur en eau de 14 %, on observe en revanche que l'évolution des déformations n'est plus linéaire : pour chaque palier de contrainte on a une déformation importante au départ qui tend à se stabiliser par la suite. De plus, les déformations augmentent avec l'augmentation de l'amplitude du déviateur. Le sol a atteint la rupture au dernier palier de charge, caractérisée par de grandes déformations. L'effet de l'amplitude semble s'accroître avec l'augmentation de la teneur en eau. En effet, pour le même niveau de déviateur, les déformations sont d'autant plus importantes que la teneur en eau est élevée.

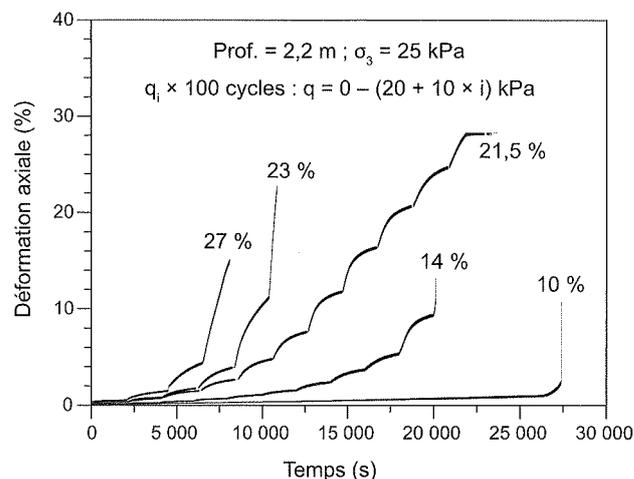


FIG. 6 Évolution de la déformation axiale pour différents états hydriques et différentes amplitudes du déviateur cyclique ; sol à 2,2 m. Evolution of axial strain for different moisture states and various amplitudes of cyclic deviator stresses ; soil at 2.2 m.

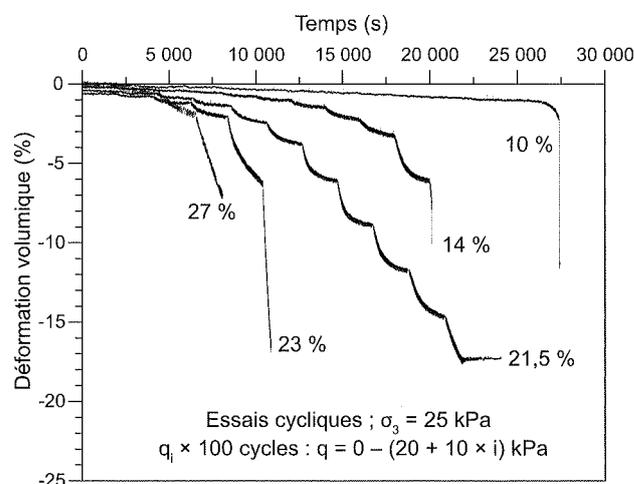


FIG. 7 Évolution de la déformation volumique pour différents états hydriques et différentes amplitudes du déviateur cyclique ; sol à 2,2 m. Evolution of volumetric strain for different moisture states and various amplitudes of cyclic deviator stresses ; soil at 2.2 m.

Vu que chaque palier correspond à 10 kPa d'augmentation de déviateur cyclique, le nombre de paliers pour chaque teneur en eau représente la résistance au cisaillement du sol. On observe qu'à l'exception de l'essai à 21,5 % de teneur en eau, tous les essais montrent une diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en eau. Ce phénomène est bien connu sur les sols non saturés sous sollicitations monotones (Escario et Saez, 1986 ; Delage et Graham, 1995 ; Drumright et Nelson, 1995, parmi d'autres) et a été pris en compte dans la loi de comportement de Barcelone (Alonso *et al.*, 1990), connue sous le nom de BBM (Basic Barcelona Model) en termes d'effets de succion.

Comportement en fatigue à fréquence élevée

La figure 8 présente les résultats de deux essais à deux teneurs en eau différentes (10 et 25 %) sur le sol à 3,5 m de profondeur. Chaque essai comporte les chargements de 35 à 55 kPa à trois fréquences différentes : 5, 10 et 20 Hz. Pour chaque fréquence, environ 1 million de cycles ont été appliqués.

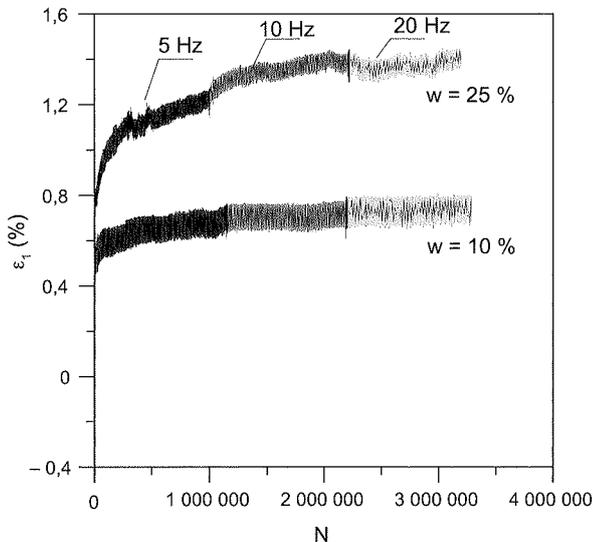


FIG. 8 Évolution de la déformation axiale à différents états hydriques et à différentes fréquences ; sol à 3,5 m.
Evolution of axial strain at different moisture states and frequencies ; soil at 3.5 m.

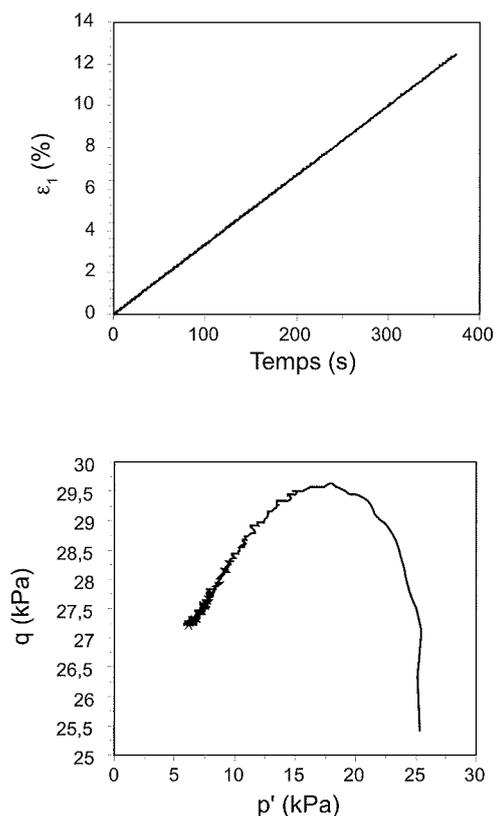


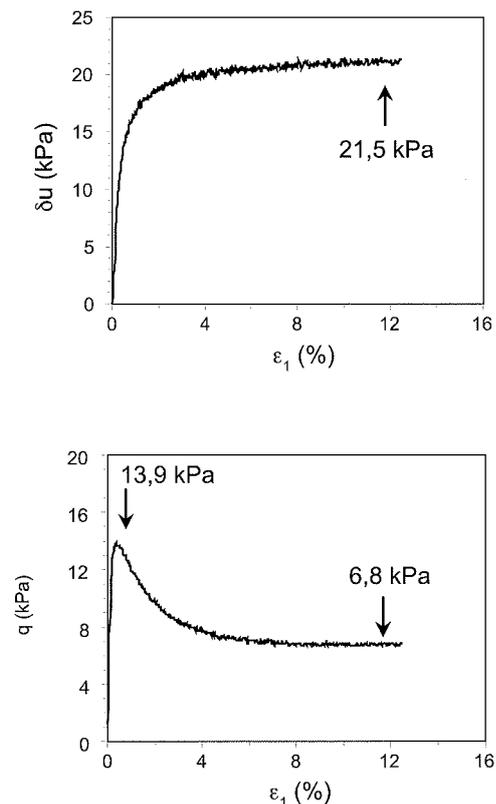
FIG. 9 Essai de cisaillement non drainé en chargement monotone sur le sol à 2,2 m.
Monotonic undrained shear test on soil at 2.2 m.

Pour la teneur en eau de 10 %, on observe que l'évolution de la déformation axiale est faible ; ceci quelle que soit la fréquence. Pour la teneur en eau de 25 %, on observe au départ à 5 Hz une évolution rapide, similaire à ce qu'on a observé au triaxial à faible fréquence pour un déviateur donné. Cette évolution s'atténue progressivement avec l'augmentation du nombre de cycles. Quand on passe à des fréquences plus élevées de 10 et 20 Hz, la courbe semble se prolonger dans la continuité, montrant un effet négligeable de la fréquence.

Comportement de liquéfaction

La figure 9 présente les résultats de l'essai de cisaillement non drainé en chargement monotone sur le sol à 2,2 m de profondeur, avec l'évolution de la déformation axiale ε_1 en fonction du temps, la variation de la pression interstitielle δu en fonction de ε_1 , le chemin de contrainte dans le plan p'/q (contrainte moyenne effective/déviateur), et la variation du déviateur q en fonction de ε_1 .

On observe que le déviateur augmente rapidement au début du cisaillement jusqu'à 13,9 kPa, et qu'il diminue ensuite pour se stabiliser finalement sur une valeur de 6,8 kPa. Si on considère l'effondrement de la microstructure du sol comme étant l'origine du phénomène de liquéfaction, on peut conclure que pour cet essai la liquéfaction est amorcée quand le déviateur dépasse 13,9 kPa. Ce résultat est confirmé par la variation de la pression interstitielle : on observe que cette dernière peut augmenter jusqu'à 21,5 kPa, proche de la contrainte de consolidation (25 kPa).



Cet essai en chargement monotone permet non seulement de mettre en évidence le caractère liquéfiable de ce sol, mais aussi de donner une valeur de déviateur limite pour des essais cycliques. Normalement, si le déviateur cyclique dépasse cette valeur limite (13,9 kPa), le sol se liquéfierait en moins d'un cycle. Ainsi, on a défini les trois valeurs suivantes pour les essais cycliques : 8,4 kPa, 11,7 kPa et 14,9 kPa. On note que la dernière valeur dépasse légèrement le pic identifié.

Le résultat de l'essai à $q_{cyc} = 11,7$ kPa est présenté sur la figure 10. Une présentation quadratique composée des graphes ϵ_1/t , $\delta u/\epsilon_1$, p'/q et q/ϵ_1 est adoptée. Sur le graphe ϵ_1/t , on observe que la déformation ϵ_1 évolue dans un premier temps de façon presque linéaire et avec une faible pente, et qu'elle évolue, en revanche, avec une forte pente après 800 s environ. La valeur de ϵ_1 correspondant au changement de taux est de 2 % environ.

Sur le graphe $\delta u/\epsilon_1$, on voit que la pression interstitielle augmente rapidement au début jusqu'à 19 kPa environ (quand ϵ_1 est égal environ à 2 %). On atteint ensuite un plateau de stabilité avec une augmentation négligeable de pression interstitielle à chaque nouveau cycle de chargement. La valeur finale de la pression interstitielle est de 22 kPa environ, proche de la contrainte de consolidation de 25 kPa. L'échantillon a donc atteint l'état de liquéfaction.

Sur le graphe q/ϵ_1 , on observe que pour des déformations axiales inférieures à 2 %, le déviateur reste presque constant (11,7 kPa) et que les boucles effort-déformation sont serrées. En revanche, au-delà de 2 % de déformation, le déviateur a tendance à décroître avec la déformation et les boucles devenant de plus en plus ouvertes. Cette diminution de contrainte déviatorique peut également être observée sur le graphe p'/q , et est directement liée à la correction apportée qui est fonction de la force imposée et de la défor-

mation axiale (voir éq. 1). Il est intéressant de noter que, quand l'échantillon a atteint l'état de liquéfaction caractérisé par une surpression interstitielle proche de la contrainte de confinement à 29 cycles, une grande déformation s'amorce également. On peut ainsi définir pour cet essai un critère de liquéfaction soit en termes de surpression interstitielle soit en termes de déformation axiale.

La résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles pour le sol à 2,2 m est présentée sur la figure 11. On définit ici la résistance par la contrainte de cisaillement $\tau_{cyc} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{q_{cyc}}{2}$ normalisée par rapport à la contrainte de consolidation σ'_c . On observe clairement que le nombre de cycles est d'autant plus grand que la contrainte de sollicitation est faible. Les trois autres sols ont été étudiés de la même manière et les résultats sont également présentés sur la figure 11. Pour le sol à 1,20 m, les trois essais réalisés ont amené le sol à la liquéfaction ; pour le sol à 3,50 m, un seul essai a amené le sol à la liquéfaction ; pour le sol à 4,90 m, deux essais ont amené le sol à la liquéfaction. Si on compare la résistance à la liquéfaction des différents sols, on observe que c'est le sol à 1,20 m qui est le plus résistant et viennent ensuite le sol à 4,90 m, le sol à 3,50 m et finalement le sol à 2,20 m.

Plusieurs travaux de recherche trouvés dans la littérature montrent que la résistance à la liquéfaction des sols sous chargements cycliques augmente avec l'augmentation de la densité (Seed et Idriss, 1971 ; Seed, 1979 ; Castro et Poulos, 1977 ; Vaid *et al.*, 1985 ; Kramer et Seed, 1988 ; Alarcon-Guzman *et al.*, 1988), de la fraction des particules fines (Ishihara, 1985 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Erten et Maher, 1995 ; Singh, 1994 et 1996), de l'indice de plasticité (Bray et Sancio, 2006), de la pression de consolidation (Casagrande, 1976 ; Tokimatsu et Hosaka, 1986 ; Yasuda *et al.*, 1997), de l'effet du

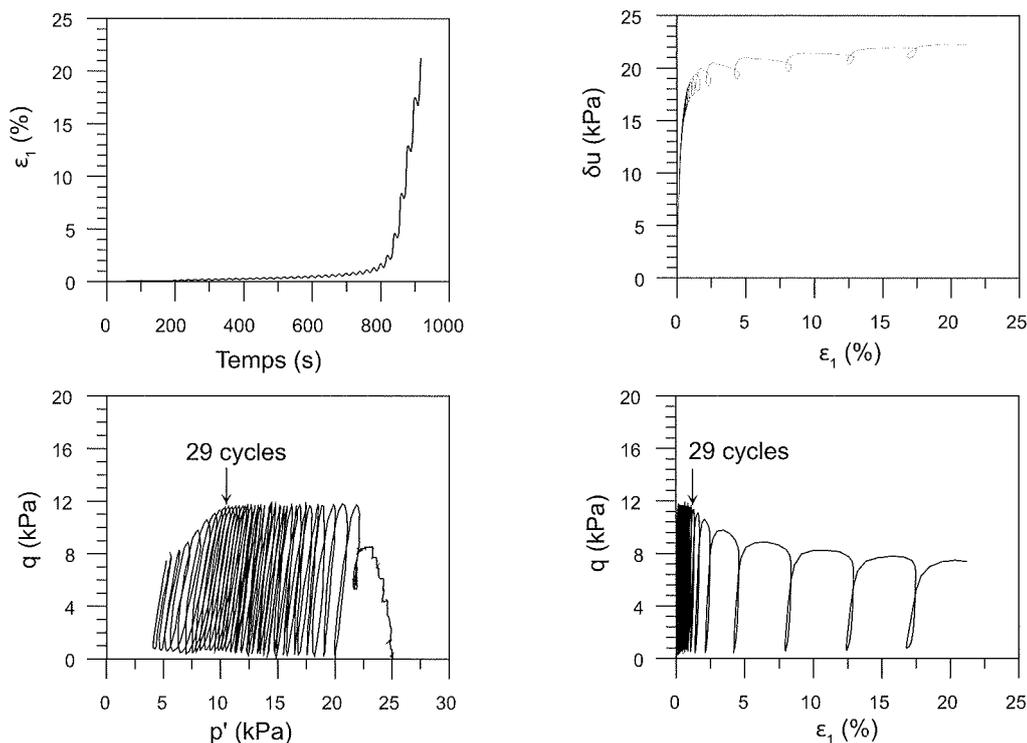


FIG. 10 Essai de liquéfaction cyclique sur le sol à 2,2 m sous un déviateur cyclique de 11,7 kPa.

Cyclic liquefaction test on soil at 2.2 m under a cyclic deviator stress of 11.7 kPa.

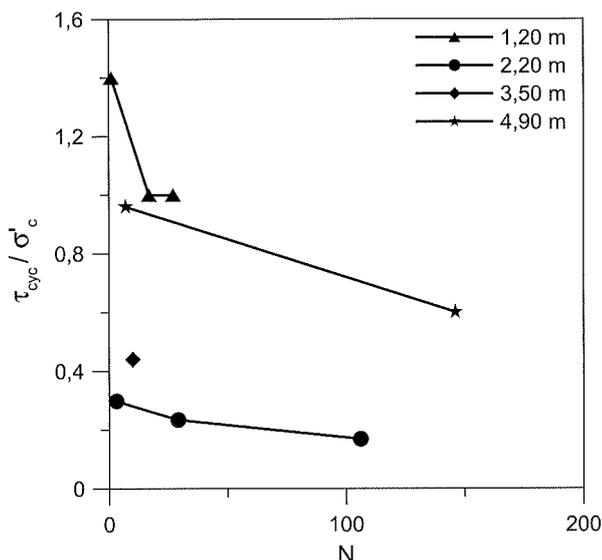


FIG. 11 Courbes de résistance à la liquéfaction des quatre sols étudiés.
Curves of liquefaction resistance of the four soils studied.

vieillessement (Mitchell et Solymar, 1984 ; Skempton, 1986 ; Kulhawy et Mayne, 1990) et du degré de cimentation (Acar et El-Tahir, 1986 ; Dobry *et al.*, 1982 ; Lade et Overton, 1989 ; Fernandez et Santamarina, 2001 ; Yun et Santamarina, 2005 ; Mohsin et Airey, 2005). Pour les quatre sols étudiés, comme le montre le tableau I, le sol à 2,2 m a la plus grande porosité ($n = 0,49$) et le sol à 1,2 m possède la fraction de fines la plus importante (20 %) et le plus grand indice de plasticité. Il est donc normal, conformément aux résultats trouvés dans la littérature, que le sol à 1,2 m soit le plus résistant et que le sol à 2,2 m soit le moins résistant à la liquéfaction.

6

Conclusion

Suite aux fontis observés sur la LGV Nord, une campagne d'essais a été réalisée en laboratoire visant à identifier les mécanismes d'instabilité liés au comportement du sol concerné : le loess. Les échantillons de sols intacts ont été prélevés en bloc à quatre profondeurs différentes et différents essais ont été réalisés, tels que l'essai d'identification géotechnique, l'essai d'effondrement à l'œdomètre, l'essai de fatigue à faible et grande fréquences, l'essai de liquéfaction.

Les essais d'identification ont montré que les sols étudiés sont caractérisés par un faible indice de plasticité (6-9), une faible densité sèche ($1,39-1,55 \text{ Mg/m}^3$) qui correspond à une grande porosité (0,43-0,49) ou un grand indice des vides (0,76-0,93) et une teneur en carbonate assez élevée (5-15 %). Ceci est caractéristique des sols loessiques.

C'est le sol à 2,2 m qui s'est avéré le plus effondrable, à relier principalement à sa plus grande porosité. L'effet de la teneur en eau sur l'effondrabilité est important puisqu'on a observé une augmentation linéaire de l'effondrement avec la diminution de la teneur en eau. De plus, une bonne correspondance générale a été obtenue entre les méthodes du simple et du double œdomètre.

Les résultats des essais de fatigue à faible fréquence ont montré que les déformations augmentent généralement avec l'augmentation de l'amplitude du déviateur. Pour le même niveau de déviateur, les déformations sont d'autant plus importantes que la teneur en eau est élevée, montrant un effet croissant de l'amplitude au fur et à mesure de l'augmentation de la teneur en eau. Les essais réalisés à fréquence élevée ont montré un effet de fréquence négligeable.

Les essais de cisaillement non drainé sous chargement monotone ont montré le caractère liquéfiable des sols, avec une surpression interstitielle finale proche de la contrainte de consolidation. Les essais cycliques non drainés ont confirmé cette propriété de liquéfaction. De plus, les résultats ont montré qu'on peut définir un critère de liquéfaction soit en termes de surpression interstitielle soit en termes de déformation axiale. Le sol à 1,2 m s'est avéré le plus résistant et le sol à 2,2 m le moins résistant à la liquéfaction, ce qui est conforme aux résultats trouvés dans la littérature quant aux effets de la densité et de la fraction des fines.

Sur le plan pratique, cette étude de laboratoire a permis de répondre aux objectifs de caractérisation des phénomènes rencontrés (effondrement, fatigue et liquéfaction), mais également de les hiérarchiser du point de vue de l'exploitation ferroviaire en identifiant la liquéfaction comme un phénomène potentiellement critique.

Suite à ces résultats et à l'identification de la forte variation de comportement des loess en fonction de leur état hydrique, la direction de l'ingénierie de la SNCF et RFF ont poursuivi ces recherches en évaluant cette sensibilité *in situ*. Cette partie d'étude non décrite dans le présent article, a permis de confirmer cette sensibilité de réponse, plus ou moins discriminante en fonction de l'essai retenu.

Une autre partie d'étude a ensuite été lancée visant à qualifier la sensibilité à la liquéfaction des loess en exploitant les résultats d'une campagne de reconnaissances classique, sans essais de laboratoire sophistiqués. Des développements spécifiques originaux ont dû être réalisés pour ramener les sols à l'état saturé à partir de résultats d'investigations *in situ* en conditions non saturées.

REMERCIEMENTS

Ce travail est dédié à Gilles Marchadier qui disparut soudainement le 29 mai 2007 à l'âge de 30 ans. Les auteurs adressent leur gratitude à RFF pour son support financier.

Bibliographie

- Acar Y.B., El-Tahir A. – Low Strain Dynamic Properties of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (11), 1986, p. 1001-1015.
- AFNOR – NF XP 94-202 – *Géotechnique, Essais in situ*, 1994, tome 2.
- Alarcon-Guzman A., Leonards G.A., Chameau J.-L. – Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114 (10), 1988, p. 1089-1109.
- Alonso E.E., Gens A., Josa A. – A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, vol. 40 (3), 1990, p. 405-430.
- Bray J., Sancio R. – Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (9), 2006, p. 1165-1177.
- Canou J., Benahmed N., Dupla J.-C., De Gennaro V. – Instabilité de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. *Revue française de géotechnique*, 98, 2002, p. 29-46.
- Casagrande A. – Liquefaction and cyclic mobility of sands – a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series*, n° 88, Harvard University, Cambridge, Mass, 1976.
- Castro G., Poulos S.J. – Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103, 1977, p. 501-516.
- Cui Y.-J., Delage P., Durand F., Schlosser F., Wojnarowicz M. – Comportement mécanique des lœss sur le tracé du TGV Nord. *Proceedings of the 11th ECSMFE*, Copenhagen, vol. 7, 1995, 45-50.
- Cui Y.-J., Delage P. – Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46 (2), 1996, p. 291-311.
- Cui Y.-J., Delage P., Alzoghbi P. – Microstructure and collapse behaviour of a loess from northern France. *Proc. of Unsat'98*, Beijing, vol. 1, 1998, p. 31-36.
- Cui Y.-J., Magnan J.-P. – Affaissements locaux dus à l'infiltration d'eau (chap. 6). *Géomécanique environnementale, risques naturels et patrimoine*. Édition Hermès, 2000, p. 139-164.
- Cui Y.-J., Tang A.M., Marcial D., Terpereau J.-M., Marchadier G., Boulay X. – Use of a differential pressure transducer for the monitoring of soil volume change in cyclic triaxial test on unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Testing*, 30 (3), 2007, p. 227-233.
- Delage P., Graham J. – General report : Mechanical behaviour of unsaturated soils : understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. *Proc. of the First Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95*, Paris, vol. 3, 1995, p. 1223-1256.
- Delage P., Cui Y.-J. – *L'eau dans les sols non saturés*. Technique de l'ingénieur, C301, 2000.
- Dobry R., Ladd R.S., Yokel F.Y., Chung R.M., Powell D. – *Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method*. NBS Building Science Series 138, National Bureau of Standards, Gaithersburg, MD, 1982, 150 p.
- Drumright E.E., Nelson J.D. – The shear strength of unsaturated tailings sand. *Proc. of the First Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95*, Paris, vol. 1, 1995, p. 45-50.
- Erten D., Maher M.H. – Liquefaction potential of silty soils. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering. Proc. VII Int. Conf.*, A.S. Cakmak and C.A. Brebbia, eds., Elsevier Science, London, 1995, p. 163-171.
- Escario V., Saez J. – The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique*, 36 (3), 1986, p. 453-456.
- Fernandez A.L., Santamarina J.C. – Effect of cementation on the small-strain parameters of sands. *Can. Geotech. J.*, 38 (1), 2001, p. 191-199.
- Ishihara K. – Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceed. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, vol. 1, 1985, p. 321-376.
- Jennings J.E., Knight K. – The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. *Proc. 4th ICSMFE*, vol. 1, 1957, p. 316-319.
- Knight K. – The origin and occurrence of collapsing soils. *Proc. 3rd Reg. African CSMFE*, vol. 1, 1963, p. 127-130.
- Kramer S.L., Seed H.B. – Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114, 1988, p. 412-430.
- Kuerbis R.H., Negusse D., Vaid Y.P. – Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. *Geotechnical Special Publication*, n° 21, ASCE New York, 1988, p. 330-345.
- Kulhawy F.H., Mayne P.W. – *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Final report 1493-6, EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., 1990, 306 p.
- Lade P.V., Overton D.D. – Cementation effects in frictional materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115 (10), 1989, p. 1373-1387.
- Mitchell J.K., Solymar Z.V. – Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 110 (11), 1984, p. 1559-1576.
- Mohsin A.K.M., Airey D.W. – Influence of cementation and density on G_{max} for sand. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2005, p. 413-416.
- Osipov V.I., Sokolov V.N. – Factors and mechanism of loess collapsibility. *Genesis and Properties of Collapsible Soils*, E. Derbyshire et al. eds, NATO – ASI Series, Kluwer Ac. Publ., 1995, p. 49-63.
- Skempton A.W. – 1 – Standard penetration test procedures and the effects of overburden pressure, relative density, particle size, ageing, and overconsolidation. *Géotechnique*, 36 (3), 1986, p. 425-447.
- Seed H.B., Idriss I.M. – Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97 (SM9), 1971, p. 1249-1273.
- Seed H.B. – Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105 (2), 1979, p. 201-255.
- Singh S. – Re-examination of the effects of fine contents on the liquefaction characteristics of sands. *Earthquake Geotechnical engineering*, K. Ishihara, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1994, p. 829-831.
- Singh S. – Liquefaction characteristics of silts. *Geotechnical and Geological Engineering*, 14 (1), 1996, p. 1-19.
- Tokimatsu K., Hosaka Y. – Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand. *Soils Foundations*, 26 (1), 1986, p. 53-64.
- Vaid Y.P., Chern J.C. – Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*. V. Khosla ed., American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, 1985, p. 120-147.
- Yasuda S., Ishihara K., Harada K., Nomura H. – Factors which affected the area of lateral flow that occurred in the ground behind quaywalls. *Proc. 2nd Conf. on Earthquake disasters in Hanshin-Awaji area*, JSCE, 1997, p. 113-120 (in Japanese).
- Yun S.T., Santamarina J.C. – Decementation, softening, and collapse : changes in small-strain shear stiffness in k_0 loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 131 (3), 2005, p. 350-358.

Outil d'aide à la décision dans le cadre de la maîtrise de l'aléa fontis sur la LGV Nord

J.-L. DEHERRIPONT

SNCF

Direction de l'ingénierie

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

jean-luc.deherripont@sncf.fr

Résumé

Entre Paris et Lille, sur les départements de l'Oise et de la Somme, le tracé de la LGV Nord traverse un environnement exposé à un aléa fontis lié pour l'essentiel à la forte concentration de vestiges militaires de la première guerre mondiale. Suite à des épisodes pluvieux d'importance centennale (1993/4 et 2001), de fortes densités de fontis ont été enregistrées dans les communes avoisinant le tracé (jusqu'à 3 fontis/ha). Depuis 1993, la gestion de l'aléa fontis sur la LGV Nord est devenue une opération importante en termes d'investigations, d'études, d'entretien, d'investissements et de surveillance des installations, générant un volume très conséquent de données. Il est apparu fondamental d'exploiter au maximum la masse des informations disponibles tout en offrant une forte réactivité en cas de découverte de fontis. Dans cet objectif, il a été décidé de s'appuyer sur les fonctionnalités de support informatique de type SIG (Système d'Information Géographique). Des développements spécifiques ont été réalisés afin d'offrir certaines fonctionnalités pour stocker, synthétiser, et mettre à jour l'information mais aussi, à terme, pour disposer d'un outil d'aide à la décision permettant d'optimiser la surveillance et la gestion de la LGV Nord soumise à l'aléa cavité.

Mots-clés : Système d'Information Géographique, gestion de risque, aléa fontis, outil d'aide à la décision.

Decision-making aid tool in controlling the risk of subsidence along the Northern high speed line

Abstract

Between Paris and Lille, in the departments of the Oise and the Somme, the route of the Northern LGV line crosses a zone with a high concentration of underground vestiges, resulting predominantly from the trenches and shelters constructed during the 1st World War, few or poorly filled in. Following several severe rainfall events (1993/4 and 2001), large number of sinkholes has been observed in the area near the route (up to 3 cases/ha). Since 1993, the management of the sinkhole hazard along the Northern LGV has become an important operation in terms of site investigations, studies, maintenance, investments and monitoring of the installations, generating an important volume of data. It appeared essential to exploit the most possible quantity of information available while being able quickly to react in case of sinkhole occurring. In this respect, it was decided to use computer tools such as GIS (Geographical Information System) to constitute a cartographic support associated with geo-referenced databases. Specific developments were carried out in order to offer certain functionalities allowing to store, synthesize and update data but also, in the long term, to have a tool for decision-making processes to optimize the monitoring and the management of the Northern LGV line subjected to sinkhole hazards.

Key words: Geographical Information System, risk management, sinkhole hazards, tool for decision-making.

Introduction

Entre Paris et Lille, sur les départements de l'Oise et de la Somme, le tracé de LGV Nord traverse un environnement présentant une forte concentration de vestiges souterrains, peu ou mal remblayés, résultant pour l'essentiel des tranchées et abris de la première guerre mondiale. Suite à des épisodes pluvieux d'importance centennale (1993/4 et 2001), de fortes densités de fontis ont été enregistrées dans les communes avoisinant le tracé (jusqu'à 3 fontis/ha, Figs. 1 et 2). Depuis 1993, la gestion des risques d'effondrement qui affectent la LGV Nord sur la quasi-totalité de son tracé (PK 52 à 182) est devenue une opération importante en termes d'investigations, d'études, de surveillance des installations, d'entretien et d'investissements.

Dans ce contexte, il est important que soient assemblées et synthétisées au mieux les informations relatives à ce sujet afin de bénéficier d'un retour d'expérience et d'un outil efficace pour la définition des actions à venir. L'objectif est de créer un support fonctionnel qui soit non seulement un système d'archivage dynamique permettant de stocker, de synthétiser, de traiter et de mettre à jour l'information mais aussi un outil « intelligent » d'aide à la décision pour la gestion de l'aléa cavité sur la LGV Nord.

Les systèmes d'informations géographiques ont connu ces dernières années un très vaste développement notamment dans la gestion du foncier, des réseaux et d'infrastructures. Ces outils, servis par des méthodes sérieuses d'analyse des contraintes environnementales, ont ouvert des possibilités considérables : mise en évidence des enjeux environnementaux, études multicritères, aide à la conception de projet, communication et concertation, gestion et maintenance de l'infrastructure en service. Pour toutes ces applications, le SIG a été perçu par les maîtres d'ouvrages comme une « plate-forme géomatique d'aide à la décision » (Méreau, 2002). Les SIG contribuent à améliorer la productivité des services, notamment pour tout ce qui concerne la recherche d'informations et la consultation de plans. Les avantages attendus sont

aussi organisationnels, en contribuant à améliorer la coopération entre les services et en facilitant et accélérant les échanges d'informations (réactivité). Pour de telles applications, la création d'un SIG constitue un investissement important et un temps de développement relativement long avant déploiement opérationnel. Il est par conséquent important de bien mesurer au préalable les résultats attendus.

En raison de la problématique spécifique de l'aléa fontis sur la LGV Nord, il a été rapidement reconnu nécessaire tant pour RFF que pour la SNCF de disposer d'un outil permettant de valoriser les actions entreprises pour maîtriser cet aléa. La maîtrise d'ouvrage du projet a été confiée au groupement S2IF (GIE RFF-SNCF) en charge des développements de certaines applications informatiques sur le plan national. La direction de l'ingénierie SNCF a assuré le pilotage technique de l'opération et gère actuellement l'administration technique du produit (mise à jour, validation des données entrantes, interfaces utilisateurs, etc.).

Les principaux résultats attendus du SIG

Les données entrantes pour l'appréciation de l'aléa fontis sur le tracé de la LGV constituent autant de couches d'informations qu'il est nécessaire de juxtaposer avec un maximum de résolution afin de permettre :

- l'accès à des données contrôlées et validées avec une grande précision de localisation (les anomalies dans le sous-sol sont de petite dimension et demandent donc une résolution fine des reconnaissances depuis la surface) ;
- une plus grande qualité de diagnostic sur le terrain (connaissance en amont de la visite de l'historique du secteur en terme de fontis, de reconnaissances, de présence potentielle de tranchées militaires, etc.) ;
- une plus grande réactivité en cas d'apparition de fontis (rétablir au plus tôt un régime normal des circulations) ;

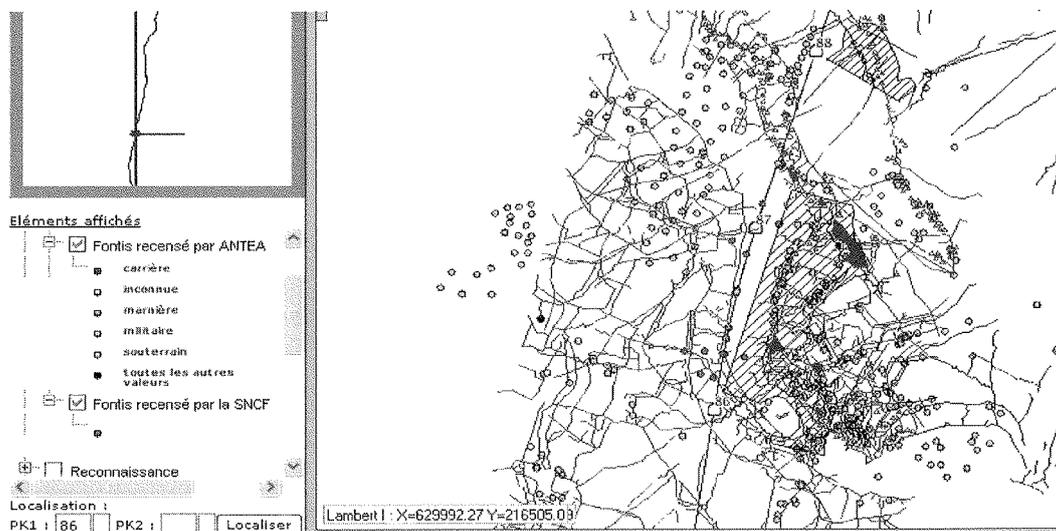


FIG. 1 Carte des tranchées militaires et inventaire fontis.
Plan of military trenches and sinkhole positions.



FIG. 2 Fontis dans le talus ferroviaire.
Sinkhole in the railway embankment.

- une approche multicritères des priorités d'interventions (investigations, travaux, etc.) ;
- une optimisation des tournées de surveillance (exploitation des observations, ajustement des seuils de déclenchement, éléments de reporting et d'amortissement des tournées, etc.).

3

Inventaire des données entrantes

Une masse considérable d'informations a été recueillie dans le cadre des actions menées pour la caractérisation et le traitement de l'aléa cavité sur la LGV Nord. L'ensemble de ces éléments contribue à la connaissance et la gestion du patrimoine sous l'angle de la maîtrise de l'aléa fontis. Au fil du temps, ces données ont été livrées sous différents supports (papier, tableur, etc.) et à différentes échelles ou sous des formes de représentation graphique différentes. Cette hétérogénéité de formats est donc peu compatible avec une exploitation et des corrélations géographiques rapides des données archivées. La création de l'outil a donc nécessité au préalable un important travail de mise en forme (uniformisation, géoréférencement, numérisation, etc.) et de vérification des données afin d'être intégrées dans l'application informatique.

Les principales couches d'informations sont les suivantes :

- fonds de plan IGN aux échelles 1/1 000, 1/5 000 et 1/25 000 ;
- inventaire des fontis depuis 1993 : bases de données incluant les fontis recensés par la SNCF dans l'environnement proche de la ligne et l'inventaire réalisé par le bureau d'études ANTEA d'après une enquête menée sur 43 communes réparties le long du tracé (Fig. 1) ;
- carte des tranchées militaires : cartographie à l'échelle 1/25 000 avec report des tranchées militaires établi à partir de récolement d'archives militaires anglaises ;
- photo-interprétation de clichés infrarouge réalisés à partir d'un vol mené en juillet 2001 au paroxysme des intempéries ; plan et photographies à l'échelle 1/5 000 ;
- cartes des anomalies résiduelles (Fig. 5) à partir des reconnaissances géophysiques en microgravimétrie (échelle 1/500), implantation des sondages réalisés suite à ces reconnaissances et base de données associée (à titre indicatif : 65 000 points de mesures microgravimétriques ; 5 300 sondages de 15 à 20 m de profondeur) ;
- chantiers d'injection : plans de localisation des forages d'injection avec représentation statistique des volumes injectés.

4

Les principales fonctionnalités du SIG dédié à la maîtrise de l'aléa fontis

La base informatique s'appuie sur un outil standard (ESRI) à partir duquel des développements spécifiques ont été apportés avec l'assistance d'une société extérieure spécialisée, SWORD.

Concernant l'architecture du SIG, il est proposé un affichage à l'écran relativement classique de support SIG (Fig. 3) comprenant :

- un cadre réservé à la visualisation des supports cartographiques sélectionnés ;
- un outil de visualisation et de sélection de l'échelle de la carte ;



FIG. 3 Présentation des fonctionnalités à l'affichage du SIG.
GIS presentation of capabilities.

- un cadre de localisation de l'information par rapport à l'ensemble du tracé ;
- une arborescence de couches d'informations affichables à l'écran que l'on active ou non suivant la nature de l'information désirée ;
- un outil de sélection de points kilométriques ou de tronçon ;
- une barre de menu développant une quinzaine d'outils (zoom, sélection ponctuelle, sélection surfacique, édition de bases de données, impression) dont un outil de mise à jour uniquement accessible au gestionnaire technique du SIG, les utilisateurs n'ayant que la possibilité de consulter les informations. Cette procédure permet d'assurer la cohérence des données saisies et leur uniformité. Ne sont par ailleurs accessibles aux utilisateurs que les données contrôlées et validées.

Les différentes couches d'informations ne sont affichables que sur une gamme d'échelles prédéfinies afin de ne pas saturer l'image de détails illisibles. Certaines informations, comme les investigations, précisent à grande échelle les linéaires investigués par chantier élémentaire et offrent, à une échelle plus fine, la carte de répartition des anomalies résiduelles et la position

des sondages de contrôle. Hormis les fonds de plan, chaque couche d'informations est liée à une base de données (Figs. 4 et 5) qu'il est possible d'extraire de façon dynamique avec la zone requêtée (par exemple, le nombre de fontis recoupés par une droite ou inclus dans un périmètre tracé à l'écran sur le fond de plan...). De la même façon, il est possible d'accéder à des fichiers relatifs à l'information sélectionnée comme des rapports, des photographies, enregistrés informatiquement sous support standard.

Chaque nouveau fontis fait l'objet d'une fiche d'identification au format prédéfini (Fig. 6) et consultable en fichier joint. Ces fiches sont particulièrement utiles à l'exploitation et à l'amortissement des tournées de surveillance en permettant éventuellement d'affiner, si nécessaire, les conditions de déclenchement des tournées hélicoptères sur dépassement de seuil pluviométriques et l'efficacité de la couverture estimée des stations météorologiques de référence.

Enfin, des développements spécifiques ont été réservés à l'édition de support papier restituant automatiquement et à l'échelle désirée les fonds de plans reportant les couches d'informations sélectionnées (Fig. 7).

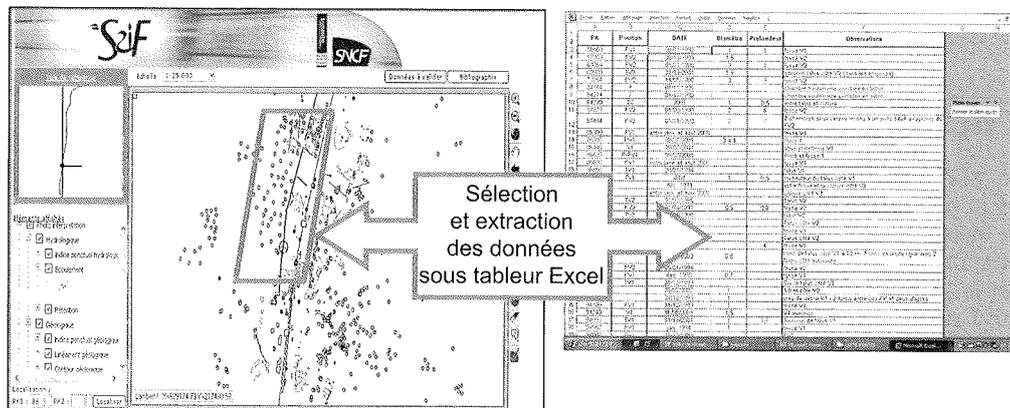


FIG. 4 Consultation de bases de données sur critère de sélection. Information extraction based on selection criteria.

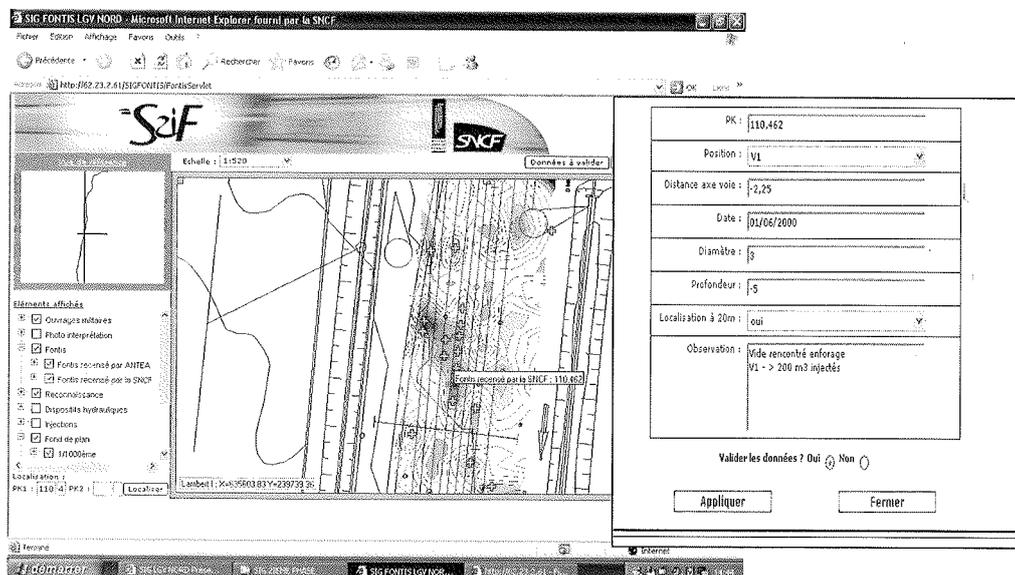


FIG. 5 Exemple de carte d'anomalie microgravimétrique et de localisation de sondages. Example map of microgravimetric anomalies and borehole locations.

Exemple de retour d'expérience du SIG depuis sa mise en application

Depuis sa mise en application (janvier 2007), les conditions météorologiques ont été relativement clémentes en termes de précipitations. On dénombre moins d'une dizaine de fontis observés dans les emprises ou dans l'environnement proche du tracé recensés lors des tournées de surveillance. Lors de leur découverte, l'application SIG a montré sa forte contribution dans la prise de décision. Pour l'un d'entre eux, la consultation du SIG a permis instantanément de montrer qu'il s'agissait de tassement résiduel au niveau d'un ancien fontis en pied de talus de déblai ferroviaire coïncidant avec le tracé d'une ancienne tranchée militaire. La plateforme au droit de cet incident avait fait par ailleurs l'objet d'un chantier d'injection. Il n'y a donc pas eu de suite donnée en termes d'investigations ou de traitement, le secteur relevant d'une simple surveillance. Pour un autre cas, il s'agissait d'une petite dépression observée dans le ballast (\varnothing 0,50 m) et qui

a conduit le service local à imposer une limitation de vitesse. Cette contrainte a pu être rapidement levée après mise en évidence de la présence d'un forage réalisé à cet emplacement précis pour auscultation vidéo. La zone ayant fait également l'objet d'un chantier d'injection, les désordres ont été imputés à un défaut de remplissage du forage à l'issue de l'auscultation vidéo. Cet exemple illustre la précision de l'information issue des archives et la forte réactivité offerte par le SIG.

Conclusion

En relation avec les enjeux, le récent développement des outils SIG ouvre de véritables perspectives dans le domaine de la maintenance de grandes infrastructures linéaires en accompagnement à la prise de décision. Concernant le domaine ferroviaire, cet outil s'avère particulièrement approprié pour l'ingénierie de maintenance, notamment dans le domaine de la gestion de patrimoine associée à une démarche d'analyse de risque.

Bibliographie

- Méreau M. – Les systèmes d'informations (SIG) et la prise en compte de l'environnement dans les projets d'infrastructure. *Revue générale des routes*, n° 804, mars 2002.

Caractérisation des matériaux constitutifs de plate-forme ferroviaire ancienne

V.-N. TRINH^{1, 2}
A.-M. TANG¹
Y.-J. CUI¹
J. CANOU¹
J.-C. DUPLA¹
N. CALON²
L. LAMBERT²
A. ROBINET²
O. SCHOEN³

¹ École des Ponts ParisTech
UR Navier/CERMES
6-8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2

² SNCF
Direction de l'ingénierie
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis

³ Réseau Ferré de France
92, avenue de France
75013 Paris

Résumé

Afin de mieux comprendre la structure d'une plate-forme ancienne et surtout celle de la couche intermédiaire qui s'est créée principalement par l'interpénétration du ballast et du sol support sous l'action des trains, les matériaux constitutifs d'une plate-forme ferroviaire ancienne se trouvant à Sénissiat (à côté de Lyon) ont été caractérisés en laboratoire. Les limites d'Atterberg, la valeur de bleu de méthylène et la minéralogie ont été déterminées sur les fines, alors qu'en revanche, les analyses granulométriques ont couvert tous les éléments de différentes dimensions tant pour le sol intermédiaire que pour le sol support. Les résultats montrent que le sol intermédiaire est un sol hétérogène très compact constitué de gros éléments et également de fines venant du sol support. Les propriétés de compactage au Proctor modifié du sol intermédiaire sont également étudiées en travaillant sur la portion après l'écrêtage à 20 mm. Les corrections nécessaires ont été effectuées pour prendre en compte l'effet des gros éléments. On a remarqué que la densité sèche maximale obtenue au laboratoire ($2,28 \text{ Mg/m}^3$) est légèrement inférieure à celle mesurée en place ($2,39 \text{ Mg/m}^3$), ce qui montre les difficultés liées à la préparation d'échantillons représentatifs en laboratoire par compactage.

Mots-clés : plate-forme ferroviaire, sol intermédiaire, sol support, granulométrie, gros éléments, compactage.

Characterisation of constitutive materials of old railway platform

Abstract

In order to better understand the structure of an old platform and especially the structure of the intermediate layer that was created mainly by interpenetration of subgrade under trains action, the constitutive materials of an old railway platform situated in Sénissiat (near Lyon) were characterised in laboratory. The Atterberg limits, methylene blue value and mineralogy were determined on the fine-grained portion, whereas analysis of the pore size distribution covered the whole grain elements of different dimensions for both the intermediate soil and the soil subgrade. The results show that the intermediate soil corresponds to a heterogeneous material that is very compact and constituted of large grain elements and of fine grains from subgrade. The compaction properties of intermediate soil under Modified Proctor energy was also studied using the portion after clipped to 20 mm. The required corrections were made to account for the effect of large grain elements. It was observed that the maximum dry density obtained in laboratory (2.28 Mg/m^3) is slightly lower than that measured in field condition (2.39 Mg/m^3), showing the difficulties related to the preparation of representative soil samples in laboratory by compaction.

Key words: railway platform, intermediate soil, subgrade, pore size distribution, large grain elements, compaction.

Introduction

La structure d'assise des voies anciennes en exploitation est constituée d'une couche de ballast, d'une éventuelle couche de ballast pollué (contenant des fines d'attrition du ballast et des fines provenant du sol support) et d'une couche de matériaux appelée « couche intermédiaire, CI » (Fig. 1). Cette dernière forme une couche hétérogène qui s'est créée depuis l'édification de la ligne sous l'action des trains par l'interpénétration du sol support, des éventuelles couches de matériaux rapportés lors de la construction de la ligne ou lors de son entretien (ballast, pierres cassées, graviers, sables, etc.) et de produits divers (scories, produits d'usure, etc.). La densification au cours du temps et la nature géologique des terrains rencontrés confèrent une grande hétérogénéité à cette structure. Actuellement, le réseau exploité en France compte 29 175 km de voies anciennes dites « ligne classique » circulant jusqu'à 220 km/h. Si le défaut de drainage reste une cause essentielle des dégradations de plate-forme, l'expérience montre que, dans certaines conditions, l'absence de drainage n'a pas porté préjudice au comportement de la voie.

Depuis la fin des années 1970 et les études de conception de la première ligne à grande vitesse (Paris-Lyon), la société nationale des chemins de fer (SNCF) a intégré et défini, dans ses référentiels, la notion de structure d'assise ferroviaire (ballast et sous couche) (Fig. 2). Ainsi la sous-couche est définie comme étant une couche de matériaux granulaires bien gradués, insensible à l'eau, intercalée entre le ballast et la plate-forme de terrassement, sur une épaisseur comprise entre 0,15 m et 0,55 m. Lors de la mise en œuvre de la sous-couche, son compactage doit permettre d'obtenir un niveau de compactage équivalent à q_1 soit 100 % de l'Optimum Proctor modifié (OPM).

La couche intermédiaire des voies anciennes (Fig. 1), comme la sous-couche des voies nouvelles (Fig. 2), a pour fonction : a) d'assurer, en complément du ballast, la répartition des charges transmises au niveau de la plate-forme ; b) d'assurer la transition granulométrique entre le ballast et la plate-forme ; c) de protéger la plate-forme du ruissellement des eaux de pluie qui s'infiltrent relativement vite à travers le ballast ; d) de protéger la plate-forme du gel. La compréhension des phénomènes d'interactions entre l'eau et les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs de la couche intermédiaire permettra de définir

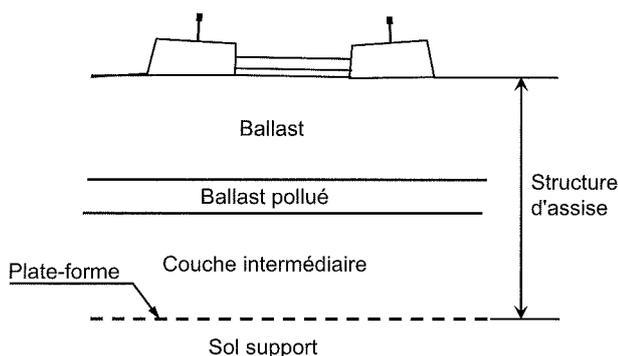


FIG. 1 Structure classique (SNCF, 1996a).
Classical structure (SNCF, 1996a).

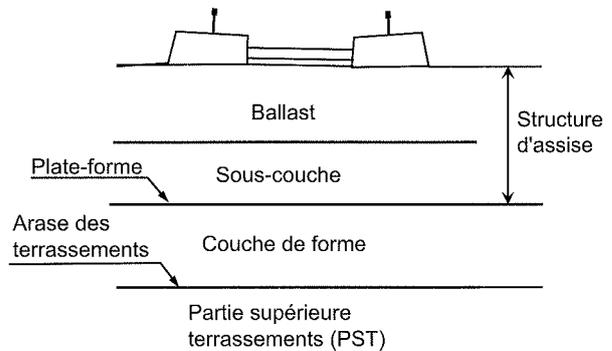


FIG. 2 Voie nouvelle : structure avec couche de forme normale (SNCF, 2006).

New railway : structure with a normal shape layer (SNCF, 2006).

in fine des recommandations quant à la nécessité de mettre en place ou non des dispositifs de drainage, tout en conservant les caractéristiques mécaniques et de séparation identiques à une sous-couche classique, mais permettant l'infiltration des eaux zénithales dans le sol support.

En général, les investigations géotechniques sont réalisées soit par des essais en place, soit par des essais en laboratoire. Pourtant, dans le cas du sol intermédiaire qui est un sol grossier hétérogène, les essais en place standard ne sont pas applicables ; les travaux de caractérisation des sols hétérogènes en place sont rares et nécessitent des équipements spécifiques (Xu *et al.*, 2007). Dans la plupart des cas, les sols hétérogènes sont prélevés et reconstitués au laboratoire par compactage afin de réaliser les essais mécaniques ou hydrauliques (Reiffsteck *et al.*, 2007 ; Dupla *et al.*, 2007 ; Ekblad et Isacson, 2007 ; 2008 ; Radampola *et al.*, 2008). Pourtant, ces travaux sont souvent réalisés sur les sols utilisés dans des remblais ou des travaux routiers. Concernant les travaux de recherche sur les plates-formes ferroviaires, en plus des recherches sur le sol support soumis au chargement dû à la circulation des trains (Li et Selig, 1998a, b ; Okada et Ghataora, 2002 ; Choudhury *et al.*, 2008 ; Indraratna *et al.*, 2006), d'autres phénomènes spécifiques ont été étudiés : a) la remontée du sol support dans les couches supérieures (Alobaidi et Hoare, 1996 ; Kabir *et al.*, 2006 ; Haque *et al.*, 2007 ; Kamruzzaman *et al.*, 2008 ; Indraratna *et al.*, 2007) ; b) le développement de la surpression interstitielle à la surface entre le sol support et la sous-couche (Alobaidi et Hoare, 1996). Les travaux sur les caractéristiques hydromécaniques des sols intermédiaires des plates-formes anciennes restent rares.

Dans le présent travail, les matériaux constitutifs de la plate-forme d'une voie ancienne se trouvant à Sénisiat (nord-ouest de Lyon, France) sont étudiés. En plus des essais sur les fines (limites d'Atterberg, valeur de bleu de méthylène, composition minéralogique), des analyses granulométriques ont été réalisées. Ensuite, la densité du sol intermédiaire est analysée. Les résultats obtenus donnent des éléments de base pour les études approfondies prévues dans le futur pour étudier le comportement hydromécanique de la structure d'assise des voies anciennes en exploitation. Ces travaux font partie du projet de recherche « Plate-forme sans drainage-structure perméable » qui a pour objectif d'élaborer des recommandations afin de répondre à la problématique du drainage des plates-formes anciennes lors de travaux de modernisation.

Description du site et prélèvement du matériau

En préambule à cette recherche, une étude a été menée en 2007, par la division hydraulique de la direction de l'ingénierie SNCF, sur un échantillon de lignes réparties sur l'ensemble du territoire français et sélectionnées selon les critères suivants :

- groupes UIC (fonction de l'importance et du type de trafic) ;
- nature géologique du sol support ;
- diversité des pluviométries moyennes annuelles ;
- représentativité du réseau ferré français (hors ligne à faible trafic).

Ainsi sur un échantillon constitué de 16 lignes (soit 1 280 km), il a été recensé 520 km de linéaire en déblai (soit 40,6 %) dont 11 km sont *a priori* sans drainage. Cela représente 2,1 % du linéaire et concerne 52 sites. L'étude montre que la majorité des sites répertoriés se trouvent sur des terrains calcaires ou alluvionnaires (Fig. 3).

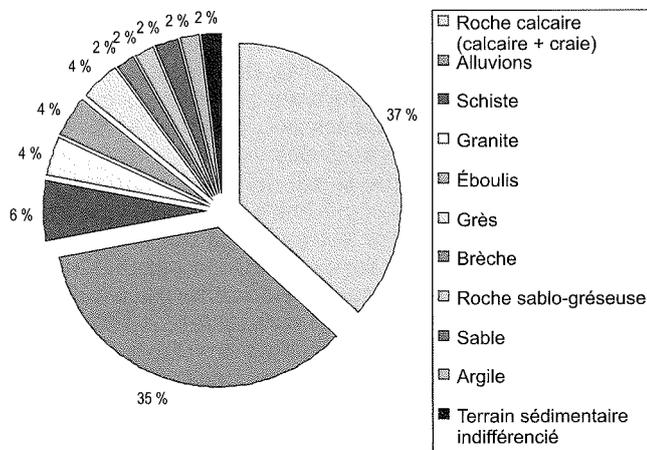


FIG. 3 Représentation des déblais non drainés en fonction du type de sol support.

Representation of undrained cuts as a function of subgrade soil type.

L'exploitation de ces résultats a permis d'extraire une liste de sites potentiellement intéressants pour le prélèvement de matériaux de couche intermédiaire. Les caractéristiques de ces sites sont : i) plate-forme en déblai des deux côtés de la voie, et ii) absence de drainage sur une longueur supérieure à 200 m. Ces résultats ont permis de détecter sept sites qui ont, alors, fait l'objet de visites terrain permettant de mieux préciser leurs caractéristiques (géométrie du déblai, nature géologique, etc.). Le déblai de Sénissiat, situé au kilomètre 13 + 780 de la ligne Bourg-en-Bresse à Bellegarde a été sélectionné finalement pour des facilités de réalisation de prélèvement (accessibilité, absence de circulation, etc.).

Le site étant en travaux, la partie supérieure de la structure d'assise (couches de ballast et ballast pollué) de la voie ancienne a été enlevée. Le schéma décrivant les prélèvements réalisés est présenté sur la figure 4. Le premier prélèvement a été réalisé jusqu'à 0,5 m de profondeur sous l'arase de plate-forme (Ap). La photo (Fig. 5) a été réalisée après les prélèvements 1 et 2 (Fig. 4). Celle-ci montre une interface très nette à 0,5 m de profondeur qui sépare la couche supérieure (brune noirâtre) du sol support (brun de nature argileuse). Une autre interface moins visible existe à la profondeur de 0,3 m. Elle sépare la couche supérieure (noirâtre) de la couche inférieure (brune noirâtre) contenant des galets roulés. La structure d'assise, sous l'arase de la plate-forme du site de Sénissiat, a été alors représentée par les trois couches suivantes :

- une couche intermédiaire (CI) de 0,3 m d'épaisseur ;
- une couche de transition (CT) de 0,2 m d'épaisseur ;
- le sol support (SS).

Le premier prélèvement concerne un sol mélangé (SM) comprenant la couche intermédiaire (CI), la couche de transition (CT) et le sol support (SS). Le deuxième prélèvement a été effectué dans le sol support (Figs. 4 et 5). Le troisième prélèvement concerne le sol intermédiaire seul, sur une profondeur de 0,3 m à partir de l'Ap. Ce prélèvement a été réalisé 10 m en amont des prélèvements 1 et 2.

Lors des prélèvements, quelques mesures en place ont été réalisées. La densité du sol intermédiaire a été estimée en utilisant une méthode similaire à celle au densitomètre membrane (NF P94-061-2). Une cavité a été creusée dans la couche intermédiaire 110 m en aval du premier prélèvement (Fig. 4). Le sol excavé a été récupéré pour déterminer le poids humide et la teneur en eau en laboratoire. Afin de déterminer le

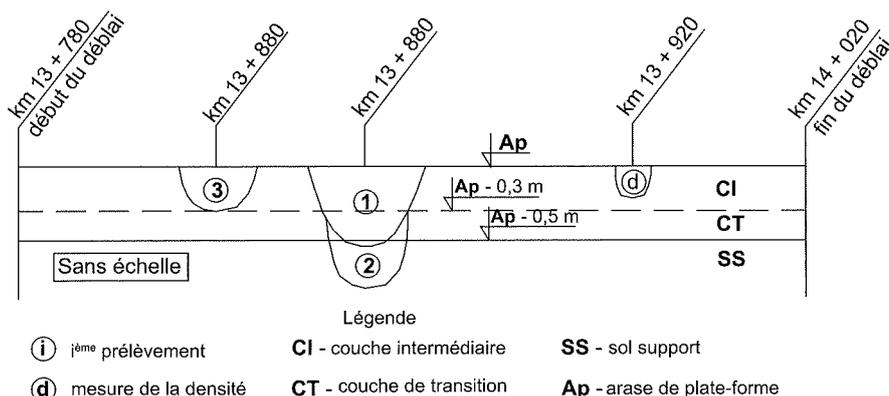


FIG. 4 Positions et profondeurs des prélèvements du sol.

Situations and depths of soil sampling.

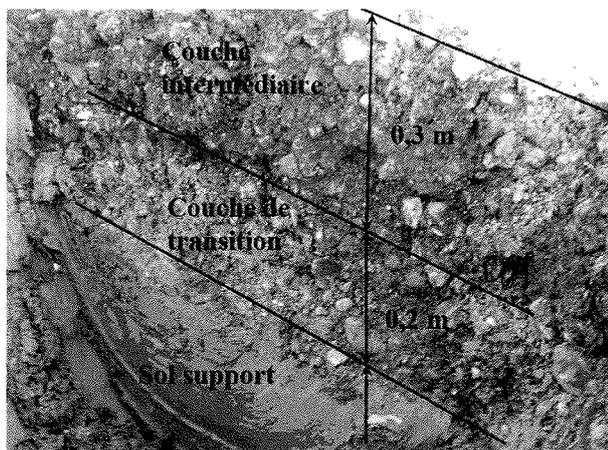


FIG. 5 Photo prise sur deux premiers prélèvements.
Picture taken during the first two sampling operations.

volume de la cavité, une bâche plastique a été placée dans celle-ci avant sa mise en eau à l'aide d'un récipient gradué. Les valeurs obtenues sont : masse volumique : $\rho_h = 2,51 \text{ Mg/m}^3$; masse volumique sèche : $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$; teneur en eau massique : $w = 5,13 \%$. Pour une première évaluation de la perméabilité du sol, la bâche plastique a été retirée laissant l'eau s'infiltrer dans le sol. Après une demi-heure, le niveau de l'eau dans le trou n'avait pas baissé montrant une faible perméabilité de la couche intermédiaire.

La teneur en eau volumique du sol support a été également mesurée à différentes profondeurs en utilisant la sonde ThetaProbe ML2x (Delta-T, 1999). Ces mesures ont été effectuées dans l'excavation des deux premiers prélèvements (Fig. 4). Les valeurs obtenues à 0,6 m et à 0,8 m de profondeur sont de 38,5 %. Par contre, celle à 0,55 m de profondeur (juste en dessous de l'interface entre le sol support et la couche de transition) est un peu plus élevée soit 41,7 %. On note que cette mesure s'est avérée très difficile à cause de la présence de gros éléments qui posent des difficultés pour l'insertion de la sonde.

3

Essais d'identification

Les sols récupérés à partir des prélèvements ont permis la réalisation des essais d'identification suivants : analyse granulométrique, analyse minéralogique, détermination des limites d'Atterberg et de la valeur de bleu de méthylène.

L'analyse granulométrique permet d'étudier la taille des grains solides constituant le sol. Elle se traduit par une courbe qui identifie le sol selon la classification GTR (GTR, 1992). Les essais sont effectués selon la méthode de tamisage à sec après lavage (NF P94-056) pour les particules supérieures à 80 μm et la méthode de sédimentation (NF P94-057) pour les particules inférieures à 80 μm . Pour le sol intermédiaire, quatre essais sont réalisés pour deux positions différentes : les deux premiers essais sur les sols prélevés de la cavité réalisée pour la détermination de la densité en place (SI-1 et SI-2) ; les deux autres sur les échantillons pris pendant le troisième prélèvement (SI-3 et SI-4, voir la figure 4). Les courbes granulométriques obtenues sont présen-

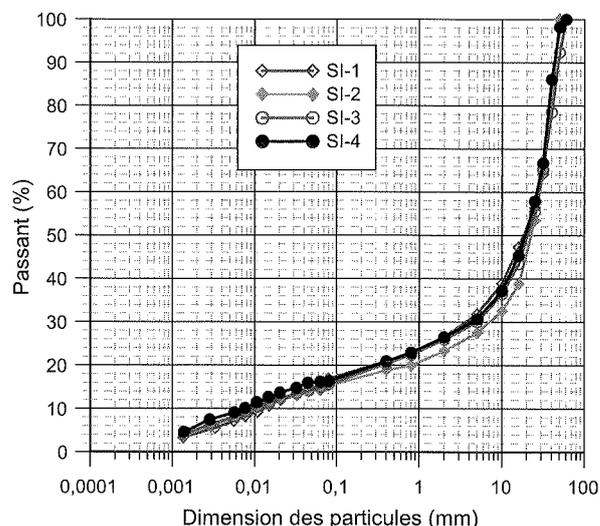


FIG. 6 Courbes granulométriques du sol intermédiaire (SI).
Grain size distribution curves of intermediate soil (SI).

tées sur la figure 6. On observe que les sols pris à deux emplacements distants de 120 m le long de la ligne donnent des courbes granulométriques identiques. Le sol intermédiaire contient environ 16 % de particules inférieures à 80 μm .

Quant au sol mélangé (SM), deux essais (SM-1 et SM-2) sont réalisés et comparés avec les essais sur SI (Fig. 7). On observe que les courbes de SM se trouvent légèrement au dessus des courbes du sol intermédiaire, montrant que le sol mélangé contient plus de fines que le sol intermédiaire. Un troisième essai (SM-3) est réalisé sur le sol mélangé dont les mottes d'argile venant du sol support ont été préalablement enlevées. La courbe obtenue est identique à celle du sol intermédiaire (Fig. 7). En conclusion, la différence entre les courbes granulométrique des sols mélangé et intermédiaire est due à la présence des mottes d'argiles venant du sol support.

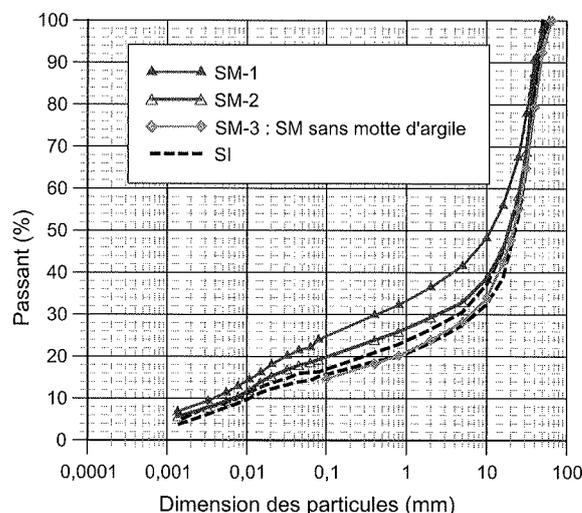


FIG. 7 Courbes granulométriques du sol mélangé (SM) et du sol intermédiaire (SI).
Grain size distribution curves of mixed soil (SM) and intermediate soil (SI).

Les courbes granulométriques obtenues sur le sol support (SS) sont présentées sur la figure 8. On constate que 98 % des particules sont inférieures à 80 μm dont 50 % ont une granulométrie inférieure à 2 μm . Sur la figure 9, les courbes granulométriques des sols écrêtés à 80 μm sont présentées. On constate que celles des sols mélangés sans mottes d'argile et celles des sols intermédiaires sont similaires. Elles contiennent 26-37 % de particules inférieures à 2 μm tandis que le sol support en contient 50-52 %.

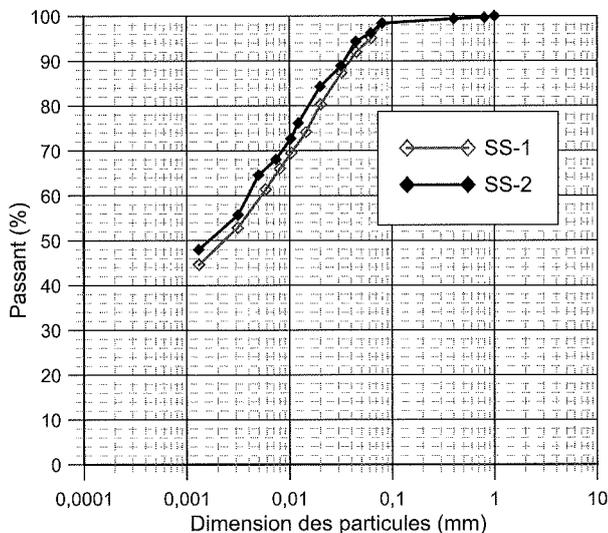


FIG. 8 Courbe granulométrique du sol support.
Grain size distribution curves of subgrade.

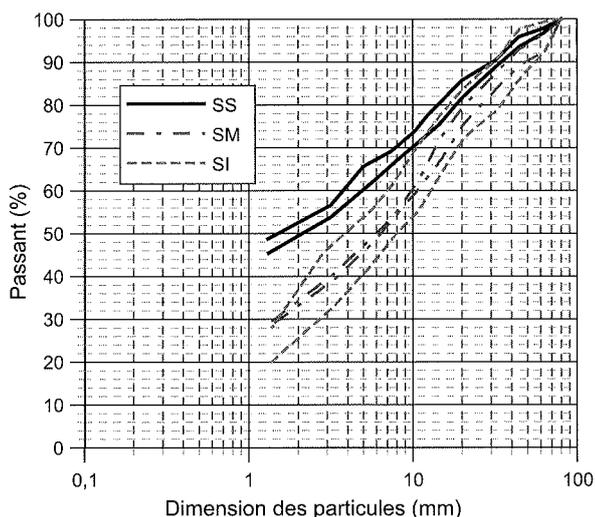


FIG. 9 Courbes granulométriques des sols écrêtés à 80 μm .
Grain size distribution curves of soils clipped to 80 μm .

Selon la norme NF P94-051, la détermination des limites d'Atterberg s'applique aux particules fines inférieures à 400 μm . Cependant, l'analyse granulométrique du sol support montre que la plupart des particules (98 %) sont inférieures à 100 μm . Afin de comparer les fines de différents sols, les limites d'Atterberg sont déterminées avec les sols écrêtés à 100 μm : la limite de liquidité (w_L) est déterminée à la coupelle de Casagrande (NF P94-051) ; la limite de plasticité (w_p) est déterminée par la méthode des rouleaux (NF P94-051). Les résultats sont présentés dans le tableau I. On observe que le sol support est le plus plastique avec une limite de liquidité de 57,8 % et un indice de plasticité (I_p) de 24,1. Selon le diagramme de Casagrande, le sol support est un limon très plastique. Les fines du sol intermédiaire et du sol mélangé sans mottes d'argile sont moins plastiques et correspondent à un limon peu plastique.

L'essai au bleu de méthylène consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir les surfaces interne et externe de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol. La valeur de bleu de méthylène d'un sol (VBS) sert à apprécier globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse présente dans un sol. Elle constitue un des paramètres d'identification pour la classification des sols (NF P11-300). Selon la norme NF-P94-068, l'essai est réalisé avec les particules inférieures à 5 mm. Cependant, dans un but de comparer les caractérisations des fines de différents sols, les fractions inférieures à 100 μm ont été utilisées dans ce travail pour effectuer l'essai au bleu de méthylène. Les résultats sont présentés dans le tableau I. On constate que les fines (< 100 μm) du sol support donnent une valeur de VBS de 6,23 correspondant, selon GTR (1992), à un sol argileux. Les valeurs de bleu des fines (< 100 μm) du sol intermédiaire et du sol mélangé sans mottes d'argile sont respectivement de 3,58 et 3,67. Ces valeurs correspondent à des limons de plasticité moyenne d'après les seuils définis dans la GTR (1992). Selon la classification GTR (1992) basée sur la taille des particules, l'indice de plasticité et la valeur de bleu, le sol support et les fines (< 100 μm) du sol intermédiaire et celles du sol mélangé sans mottes d'argile correspondent à la classe A2.

La minéralogie des particules inférieures à 100 μm du sol intermédiaire et du sol support est analysée par diffraction aux rayons X. Au niveau des minéraux non argileux (de tailles entre 2 μm et 100 μm), le sol support contient majoritairement du quartz tandis que le sol intermédiaire contient les mêmes minéraux avec une proportion de quartz de 5 à 6 % plus importante. De plus, une analyse au calcimètre (NF P94-048) a montré la présence de 16 % de calcite dans le sol intermédiaire contre 0 % dans le sol support. Les minéraux argileux (particules inférieures à 2 μm) présentent la même composition pour le sol support et le sol intermédiaire : illite, kaolinite, chlorite et interstratifié chlorite/smectite.

TABLEAU I Limites d'Atterberg et valeur de bleu de méthylène.

Type de sol	Fraction des fines (< 100 μm) (%)	Limite de liquidité w_L (%)	Limite de plasticité w_p (%)	Indice de plasticité I_p	VBS (sur < 100 μm) (g)
Sol mélangé sans mottes d'argile	20	40,2	28,9	11,3	3,67
Sol intermédiaire	18	45,7	30,9	14,8	3,58
Sol support	98	57,8	33,7	24,1	6,23

Concernant les gros éléments du sol intermédiaire, les graviers ayant la taille de 25-50 mm sont lavés et séparés en trois groupes (Fig. 10) : a) galets roulés (8 %) qui ne proviennent pas de la couche de ballast ; b) ballast blanc (82 %) contenant 100 % de carbonate selon l'analyse au calcimètre ; c) ballast noir ou gris (10 %), plus rigide que le ballast blanc, contenant 17 % de carbonate.

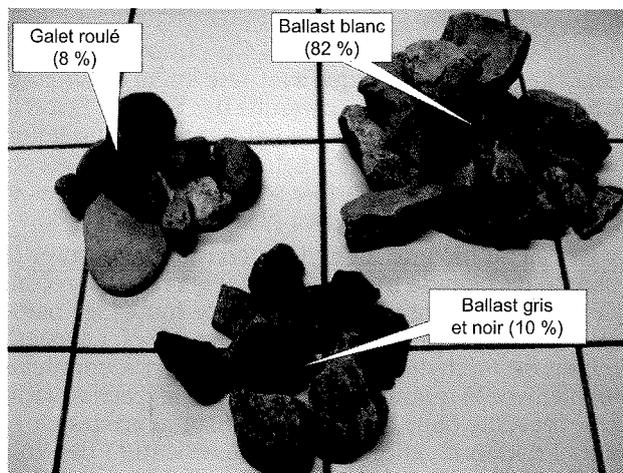


FIG. 10 Analyse des graviers (25-50 mm) du sol intermédiaire.
Analysis of gravels (25-50 mm) in intermediate soil.

Le tableau II présente une synthèse sur la composition du sol intermédiaire. Il contient moins de 10 % de granulats supérieurs à 50 mm (gros galets roulés et pierres cassées). Le sol contient majoritairement (42-48 %) du ballast et quelques galets de taille 25-50 mm. Les granulats de taille 0,08-25 mm représentent 36-40 %. Ces granulats peuvent être les microballasts (10-25 mm) qui sont utilisés pour la correction manuelle du nivellement des voies (Alias, 1984), les produits de dégradation des ballasts, les sables et les pollutions (produits d'usure, scories, etc.). Enfin, les fines (< 80 μm) représentent 16 % et les particules argileuses (< 2 μm), 5 %.

La masse volumique des particules inférieures à 2 mm du sol intermédiaire est déterminée au pycnomètre à eau (NF P94-054) : $\rho_s = 2,67 \text{ Mg/m}^3$. La masse volumique des particules supérieures à 2 mm (et de celles supérieures à 20 mm) est déterminée en utilisant la même méthode mais avec les matériels plus grands (NF EN 1097-6). Une valeur de 2,68 Mg/m^3 est obtenue pour les deux tailles.

TABLEAU II Composition du sol intermédiaire.

Composants	Taille (mm)	Pourcentage (%)
Pierres cassées + galets roulés	50-63	3-10
Ballasts + galets	25-50	42-48
Microballasts + sable + dégradation des ballasts + pollutions (produits d'usure, scories...)	0,08-25	36-42
Fines + sable + dégradation des ballasts + pollutions	< 0,08	~ 16
Argile	< 0,002	~ 5

Essais de compactage

Les propriétés de compactage du sol intermédiaire sont étudiées au Proctor modifié suivant la norme NF P94-093. Le moule CBR et la dame Proctor modifié ont été choisis car la taille des plus gros éléments du sol intermédiaire atteint 63 mm. Les compactages sont réalisés sur le sol écrêté à 20 mm. Les résultats sont présentés sur la figure 11. D'après la norme NF P94-093, lorsque le pourcentage des éléments de taille supérieure à 20 mm est inférieur ou égal à 30 % on peut obtenir la courbe Proctor moyennant une correction des valeurs de densité sèche ρ_d et de teneur en eau w déterminées sur la fraction 0-20 mm du matériau en utilisant les formules suivantes :

- pour la teneur en eau :

$$w' = w - \Delta w \text{ avec } \Delta w = \frac{m}{100} w \quad (1)$$

où :

w' (%) est la teneur en eau du matériau 0/D, D (mm) étant le diamètre maximal du matériau (mm) ;

w (%) est la teneur en eau déterminée sur la fraction 0/20 ;

m (%) est la proportion de la fraction 20/D dans le matériau ;

- pour la masse volumique sèche :

$$\rho_d' = \frac{\rho_d}{1 + \frac{m}{100} \left(\frac{\rho_d}{\rho_s} - 1 \right)} \quad (2)$$

où :

ρ_d' (Mg/m^3) est la masse volumique sèche du matériau 0/D, D (mm) étant le diamètre maximal du matériau (mm) ;

ρ_d (Mg/m^3) est la masse volumique sèche déterminée sur la fraction 0/20 ;

ρ_s (Mg/m^3) est la masse volumique des particules solides du sol.

La courbe obtenue après correction est présentée sur la figure 11 pour le sol intermédiaire. On note néanmoins que ce sol contient plus de 30 % d'éléments plus grands que 20 mm (environ 50 %, Fig. 6). Ainsi, au sens strict, les conditions pour appliquer ces correc-

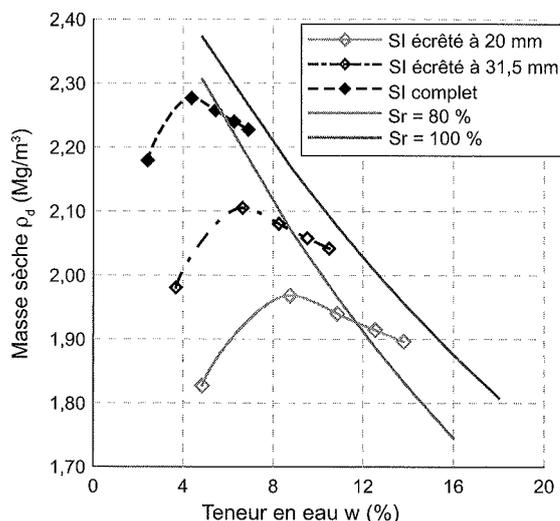


FIG. 11 Courbes de compactage Proctor modifié.
Modified Proctor compaction curves.

tions ne sont pas vérifiées. Sur la figure 11, la courbe correspondant au sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm est également présentée car cette fraction correspond à celle de la couche « sous ballast » sur les lignes nouvelles (Fig. 2) et à celle des graves non traitées utilisées en fondations routières (NF P98-125).

A partir des courbes présentées sur la figure 11, la densité sèche maximale (ρ_{dmax}) ainsi que la teneur en eau optimale (w_{OPM}) sont déterminées pour chaque type de sol et les valeurs sont présentées dans le tableau III. La densité maximale du sol intermédiaire non écrêté déterminée au laboratoire est de 2,28 Mg/m³, qui est légèrement inférieure à la densité sèche mesurée en place (2,39 Mg/m³).

Afin de mieux comparer les densités mesurées en place et en laboratoire, les densités du sol intermédiaire en place de la fraction 0/20 mm et de la fraction 0/31,5 mm sont estimées. Pour ce faire, les constituants du sol intermédiaire sont d'abord divisés en trois phases : air, eau, et solide (Fig. 12). La figure 12a présente le schéma habituel d'un sol et la figure 12b représente le sol intermédiaire avec la phase solide divisée en deux parties : particules supérieures à 20 mm et celles inférieures à 20 mm. Sur cette figure, M_a , M_w , M_s et V_a , V_w , V_s sont la masse et le volume de l'air, de l'eau et des particules solides, respectivement. Les indices i et s sont ajoutés après pour indiquer la partie inférieure et supérieure à 20 mm.

- Pour les particules solides supérieures à 20 mm :
 - masse sèche (M_{ss}) : $M_{ss} = m M_s$ avec m le pourcentage des particules solides supérieures à 20 mm ;
 - volume du solide :

$$V_{ss} = \frac{M_{ss}}{\rho_{ss}} \quad (3)$$

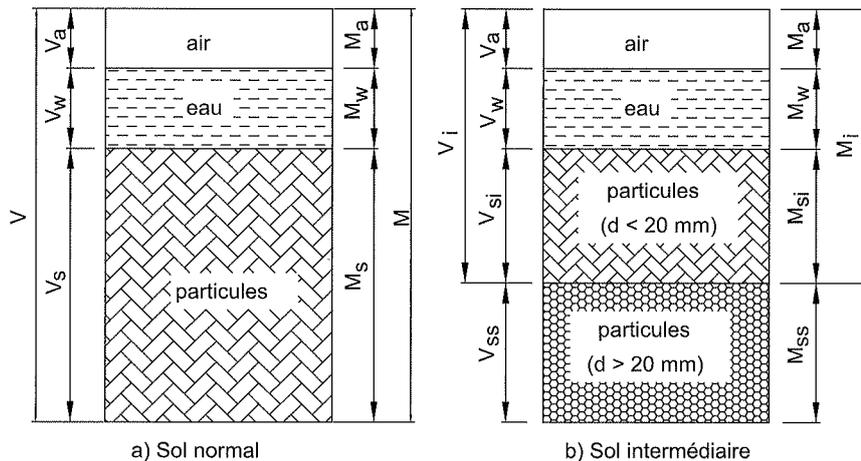


FIG. 12 Schéma des constituants du sol intermédiaire. Scheme of components of intermediate soil.

Pour le sol intermédiaire complet, sa densité sèche a été calculée par :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = 2,39 \text{ (Mg/m}^3\text{)} \implies M_s = \rho_d V \quad (4)$$

- Pour le sol intermédiaire écrêté à 20 mm :
 - densité sèche :

$$\begin{aligned} \rho_{di} &= \frac{M_{si}}{V_i} = \frac{M_s - M_{ss}}{V - V_{ss}} \\ &= \frac{(1-m) \cdot \rho_d \cdot V}{V - \frac{m}{\rho_{ss}} \cdot \rho_d \cdot V} = \frac{(1-m) \cdot \rho_d \cdot \rho_{ss}}{\rho_{ss} - m \rho_d} \end{aligned} \quad (5)$$

- teneur en eau :

$$w_i = \frac{M_w}{M_{si}} = \frac{M_s \cdot w}{M_s - M_{ss}} = \frac{w}{1-m} \quad (6)$$

A partir des essais réalisés en place et en laboratoire on obtient : $m = 0,5$ (valeur déduite des résultats sur le sol intermédiaire écrêté à 20 mm, Fig. 6) ; $\rho_d = 2,39 \text{ Mg/m}^3$; $w = 5,13 \%$ et $\rho_{ss} = 2,68 \text{ Mg/m}^3$. Les valeurs calculées pour le sol intermédiaire en place écrêté à 20 mm sont donc : $\rho_{di} = 2,16 \text{ Mg/m}^3$ et $w_i = 10,3 \%$ (Tableau III). La même méthode est appliquée pour le sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm et les valeurs obtenues sont : $\rho_{di} = 2,23 \text{ Mg/m}^3$ et $w_i = 8,55 \%$ (Tableau III). On observe que la densité en place est de 5 à 10 % plus grande que la densité maximale obtenue au laboratoire. Le tableau IV synthétise les résultats obtenus lors de l'essai Proctor modifié réalisé sur les matériaux du site de Sénissiat, avec ceux trouvés dans la littérature. On constate que c'est le sol intermédiaire du site de Sénissiat qui contient le plus de fines (< 80 μm) et qui a la densité la plus faible.

TABLEAU III Comparaison de la densité et de la teneur en eau obtenues en laboratoire et en place.

Sol intermédiaire	En laboratoire		En place		Comparaison ρ_d / ρ_{dmax} (%)
	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	w_{OPM} (%)	ρ_d (Mg/m ³)	w (%)	
Écrêté à 20 mm	1,97	8,8	2,16	10,3	109,6
Écrêté à 31,5 mm	2,11	6,7	2,23	8,6	105,7
Complet	2,28	4,4	2,39	5,1	104,5

TABEAU IV Comparaison des résultats de l'essai Proctor modifié.

Sol	Teneur en fine (< 80 µm)	ρ_s (Mg/m ³)	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	W_{OPM} (%)	Référence
	(%)				
0/20	7	2,68	2,22	5,8	Cardenas Gomez (2007)
	7	-	2,20	5,8	Coronado Garcia <i>et al.</i> (2004)
	10	-	2,22	5,5	
	31	2,68	1,97	8,8	Ce travail
0/31,5	2	2,68	2,22	5,2	Cardenas Gomez (2007)
	6	2,70	2,35	4,9	RFF <i>et al.</i> , (2008)
	7	2,68	2,29	5,9	Cardenas Gomez (2007)
	8	2,70	2,37	4,2	RFF <i>et al.</i> , (2008)
	24	2,68	2,11	6,7	Ce travail

5

Discussion

Parmi les sept sites considérés intéressants pour l'étude, on a sélectionné le site de Sénissiat en raison des facilités de réalisation de prélèvement. Les observations sur place ont montré la structure de la plate-forme ferroviaire ancienne avec trois couches (Fig. 5) : a) une couche intermédiaire de 0,3 m d'épaisseur ; b) une couche de transition de 0,2 m d'épaisseur ; c) le sol support. Cette structure est similaire à celle montrée par Elaskar (2006). En effet, Elaskar (2006) a présenté une analyse des carottages sur une portion de voie de 5,3 km, du PK 406 + 400 au PK 411 + 700, de la ligne classique « Clermont-Ferrand – Paris ». Les sondages ont été réalisés tous les 50 m sur cette portion pour déterminer la nature des matériaux de chaque couche et les zones humides. Une couche intermédiaire de 0,3 m d'épaisseur a été identifiée sur les zones considérées comme saines. Cette épaisseur peut augmenter en fonction des conditions d'humidité ou de teneur en eau de la plate-forme. Généralement, la couche intermédiaire est composée d'un matériau de type grave concassée et d'un autre de type grave-sable grossier compacté. Il existe, à la base, une couche de petite épaisseur d'environ 0,2 m. Cette couche est composée de matériau de type sable grossier ou argile-sable grossier compacté. Enfin, la première partie de la plate-forme de terrassement où le sol support est plutôt un matériau fin. Concernant les propriétés de chaque couche, une légère différence sur les couches de transition a été obtenue entre les deux études. Sur le site de Sénissiat, la couche de transition contient des galets roulés d'un D_{max} d'environ 200 mm qui ne sont pas présents dans la couche intermédiaire. Ceci montre que la composition de la couche intermédiaire est liée à l'histoire de la ligne.

D'après l'analyse des éléments supérieurs à 25 mm, la plupart des gros éléments trouvés dans le sol intermédiaire sont des grains de ballast calcaire : 82 % contre 10 % de ballast granitique et 8 % de galets roulés (Fig. 10). Pourtant selon la norme NF F53-695 et SNCF (2006), le ballast provient du concassage de roches massives à l'exclusion de tout matériau calcaire et alluvionnaire. D'après Elaskar (2006) et Cholet *et al.* (2006), la plupart des couches de ballast pollué, situées entre la couche de ballast et la couche intermédiaire sur la ligne classique existante (Fig. 1), ont été réalisées avec des matériaux du site ou à proximité. Comme le site de Sénissiat repose

sur des formations calcaires d'après la carte géologique (n° 651-652) du BRGM au 1/50 000, le ballast calcaire semble, *a priori*, avoir été utilisé sur cette ligne.

Dans la structure des plates-formes ferroviaires anciennes, la couche intermédiaire joue le même rôle que la sous-couche des lignes nouvelles (Fig. 2). Or, la couche intermédiaire du site de Sénissiat contient environ 16 % de fines (< 80 µm) tandis que la sous-couche des lignes nouvelles (GNT 0/31,5 mm) en contient 4-8 % (SNCF, 1995). Les analyses minéralogiques ont montré que les minéraux argileux (particules inférieures à 2 µm) du sol intermédiaire du site de Sénissiat sont similaires à ceux du sol support. Pour les particules de 2-100 µm, le sol intermédiaire contient 16 % de calcite qui n'a pas été trouvée dans le sol support. On peut en déduire que les particules fines de la couche intermédiaire proviennent, d'une part, du sol support à cause du phénomène de remontée de fines et, d'autre part, de la dégradation du ballast (calcite et quartz) due au passage des trains. En effet, l'état hydrique de la plate-forme, associé à la sollicitation dynamique causée par la circulation du train, influence forcément le phénomène de remontée des fines (Kabir *et al.*, 2006 ; Haque *et al.*, 2007 ; Kamruzzaman *et al.*, 2008 ; Indraratna *et al.*, 2007). La dégradation des ballasts due au trafic des trains a été étudiée par Li et Selig, 1995 ; Indraratna *et al.*, 2005 ; Lackenby *et al.*, 2007 ; Karraz, 2008. En réalisant des essais triaxiaux cycliques sur des microballasts (6-24 mm), Karraz (2008) a obtenu 7 % de grains inférieurs à 6 mm produits par le chargement cyclique après 3,5 millions de cycles.

Le sol support du site de Sénissiat est classé A2 suivant la norme NF P11-300 et la GTR (1992). La teneur en eau volumique mesurée sur place est de 40 %, illustrant l'humidité élevée de ce sol. Vu qu'on ne dispose pas de suffisamment de paramètres pour déterminer l'état hydrique de ce sol, on estime qu'avec une telle teneur en eau volumique, le sol devrait correspondre à la classe A2h. D'après la classe de qualité du sol support en place de la ligne ferroviaire (SNCF, 2006), le sol A2h correspond à la classe S0. Or, la classe S0 désigne des sols de mauvaise qualité que l'on considère comme impropres à la réalisation d'une plate-forme correcte. Ce sol doit être amélioré par le traitement à la chaux ou au liants hydrauliques, par le drainage, par le pré-chargement, etc., pour atteindre la qualité S1 (SNCF, 1996b). C'est la raison pour laquelle un système de drainage longitudinal a été mis en place sur ce déblai lors de la modernisation de cette ligne.

La densité sèche mesurée en place pour le sol intermédiaire ($2,39 \text{ Mg/m}^3$) est plus grande que la valeur maximale obtenue au laboratoire ($2,28 \text{ Mg/m}^3$, Tableau III). Elaskar (2006) a trouvé que la densité en place de la couche intermédiaire sur la ligne classique « Clermont-Ferrand – Paris » du PK 406 + 400 au PK 411 + 700 était de 86-98 % de celle de l'OPM tout en indiquant que la méthode utilisée (Panda-endoscopie) sous-estimait la densité en place. En effet, la méthode utilisée repose sur la prise en compte d'hypothèses pessimistes en ce qui concerne les matériaux et l'état hydrique. De plus, la granulométrie des couches ainsi que la méthode de détermination de l'OPM pour le matériau contenant plus de 30 % des éléments supérieurs à 20 mm n'ont pas été montrées dans les travaux d'Elaskar (2006). Or, la couche intermédiaire est formée depuis l'édification de la ligne par interpénétration du sol support, des couches rapportées (pierres cassées, gravier, sable, ballast, etc.) et des pollutions (produits d'usure, scories, etc., SNCF, 1996a). Lors de la modernisation de la ligne de Bourg-en-Bresse à Bellegarde-sur-Valsérine, des planches d'essais ont été réalisées sur les matériaux utilisés pour la sous-couche de cette ligne (RFF *et al.*, 2008). L'objectif de la planche d'essai est de définir les modalités de compactage qui permettent d'obtenir 95 % des valeurs de compacité supérieures à 100 % de la densité OPM. D'après cette planche d'essai, la densité sèche moyenne *in situ* satisfaisant cette dernière condition est de $2,40 \text{ Mg/m}^3$ soit 101,1 % de l'OPM pour le matériau de Rivat, et de $2,39 \text{ Mg/m}^3$ soit 101,6 % de l'OPM pour celui de Vincent. On voit que la densité sèche de la couche intermédiaire mesurée en place ($2,39 \text{ Mg/m}^3$) est la même que la densité *in situ* de la sous-couche sur cette ligne et que l'on peut avoir valeurs différentes à l'OPM et pour la densité *in situ*.

Le tableau III montre que la densité sèche en place du sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm est de 105,7 % de l'OPM ; cette dernière est plus importante que celle obtenue par RFF *et al.* (2008). En effet, la densité à l'OPM du sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm ($2,23 \text{ Mg/m}^3$) est plus petite que celle du matériau de Rivat ($2,37 \text{ Mg/m}^3$) et que celle du matériau de Vincent ($2,35 \text{ Mg/m}^3$). Ces matériaux ont la même nature calcaire et une densité des particules solides de $2,68 \text{ Mg/m}^3$ à $2,70 \text{ Mg/m}^3$. En revanche, le pourcentage des fines ($< 80 \mu\text{m}$) du sol intermédiaire écrêté à 31,5 mm est nettement plus grand que celui des deux autres, soit 24 % contre 6 % de Vincent et 8 % de Rivat. Plusieurs travaux ont mis en évidence l'influence du pourcentage des fines sur le compactage. D'après Côté et Konrad (2003), le volume des vides des grains supérieurs à $80 \mu\text{m}$ obtenu après par compactage est indépendant du pourcentage des fines si ce dernier est inférieur à un certain seuil. D'après Cardenas Gomez (2007), quand le pourcentage des fines est plus grand que le seuil critique, ces fines remplissent non seulement des pores formés par la structure des gros éléments, elles contribuent aussi au volume global. Considérant que la structure formée par les fines est en général moins compacte que celle formée par les gros éléments, la densité globale diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. Selon Flon et Poulin (1987), le pourcentage critique des fines ($< 80 \mu\text{m}$) est de 10 % pour les matériaux 0/20 mm utilisés en fondation routière. Cette conclusion est en concordance avec les résultats présentés dans le tableau IV concernant le sol 0/20 mm. En effet, quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 10 %, la densité maximale obtenue par Cardenas Gomez (2007) et Coronado Garcia *et al.* (2004) est de $2,20$ - $2,22 \text{ Mg/m}^3$; la densité maximale est diminuée à $1,97 \text{ Mg/m}^3$ lorsque la fraction des fines est de 31 %.

La granulométrie du matériau a également un effet important sur la densité. A fractions des fines égales, la masse volumique augmente avec le coefficient d'uniformité (Cardenas Gomez, 2007). De plus, la nature des fines présente également un effet significatif sur l'OPM du sol : la densité maximale est plus petite lorsque les fines sont plus argileuses (Flon et Poulin, 1987 ; Omar *et al.*, 2003).

6

Conclusion

Dans le cadre du projet de recherche « Plate-forme sans drainage-structure perméable » qui a pour objectif l'élaboration des recommandations afin de répondre à la problématique du drainage des plates-formes anciennes lors des travaux de modernisation, les matériaux constitutifs de la plate-forme d'une voie ancienne à Sénissiat (nord-ouest de Lyon, France) ont été caractérisés. Sous les couches de « ballast » et de « ballast pollué » qui ont été ôtées, une couche intermédiaire de 0,3 m d'épaisseur a été identifiée. Elle est séparée du sol support par une couche de transition de 0,2 m d'épaisseur. En premier lieu, les essais d'identification ont été réalisés, permettant d'analyser la plasticité (limites d'Atterberg, valeur de bleu de méthylène), la granulométrie et la composition minéralogique de ces sols. Les résultats montrent que le sol support est un limon très plastique avec 98 % de particules inférieures à $80 \mu\text{m}$ dont 50 % de particules inférieures à $2 \mu\text{m}$. Le sol intermédiaire contient 3-10 % de pierres cassées et galets (50-63 mm), 42-48 % de ballast et galets (25-50 mm), 36-42 % de microballast, sable, ballast dégradé (0,08-25 mm), et 16 % de fines ($< 80 \mu\text{m}$). Les analyses minéralogiques montrent que la majorité (82 %) des graviers de taille 25-50 mm est calcaire. De plus, les particules inférieures à $2 \mu\text{m}$ du sol intermédiaire ont une composition minéralogique similaire à celle du sol support. Les particules de taille 20-100 μm du sol support contiennent majoritairement du quartz tandis que celles du sol intermédiaire contiennent du quartz et de la calcite. Ces résultats montrent que le sol intermédiaire est un mélange des matériaux rapportés lors de la construction de la ligne ou lors de son entretien (pierres cassées, graviers, sables...), ou dus à la dégradation du ballast et du sol support.

Les propriétés de compactage du sol intermédiaire ont été étudiées au Proctor modifié. On a commencé par le sol écrêté à 20 mm et les corrections ont été appliquées pour estimer la densité sèche maximale du sol intermédiaire avec la fraction complète. La valeur obtenue au laboratoire ($2,28 \text{ Mg/m}^3$) est inférieure à celle mesurée en place ($2,39 \text{ Mg/m}^3$). Cette différence est expliquée par la teneur en fines importantes du sol intermédiaire étudié qui engendrait certaines erreurs dans les corrections. De plus, les sollicitations cycliques créées par la circulation de trains pendant des années ont certainement contribué à la densification du sol intermédiaire.

Les résultats obtenus dans ce travail permettent de donner des éléments de base pour des études plus approfondies sur le comportement hydromécanique des plates-formes ferroviaires anciennes, prévues dans le projet.

REMERCIEMENTS

Cette étude est réalisée dans le cadre du projet de recherche « Plate-forme sans drainage-structure perméable » et les auteurs adressent leurs remerciements au Réseau Ferré de France, la SNCF et l'École des Ponts-ParisTech pour leurs soutiens. Les auteurs tiennent à remercier également Madame Martine Audiguier (Centre Géoscience, Mines-ParisTech) pour la réalisation des analyses minéralogiques.

Bibliographie

- AFNOR – NF P94-054. Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau, 1991.
- AFNOR – NF P94-057. Sols : reconnaissance et essais. Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation, 1992.
- AFNOR – NF P11-300. Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, 1992.
- AFNOR – NF P94-051. Sols : reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité de la coupelle et limite de plasticité au rouleau, 1993.
- AFNOR – NF P98-125. Assises de chaussées. Graves non traitées : méthodologie d'étude en laboratoire, 1994.
- AFNOR – NF P94-061-2. Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique d'un matériau en place. Partie 2 : Méthode au densitomètre à membrane, 1996.
- AFNOR – NF P94-056. Sols : reconnaissance et essais. Analyse granulométrique des sols. Méthode par tamisage à sec après lavage, 1996.
- AFNOR – NF P94-048. Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en carbonate. Méthode du calcimètre, 1996.
- AFNOR – NF F53-695. Installations fixes ferroviaires : ballasts et gravillons de soufflage. Caractéristiques et spécifications, 1996.
- AFNOR – NF P94-068. Sols : reconnaissance et essais. Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux, 1998.
- AFNOR – NF P94-093. Sols : reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau, 1999.
- AFNOR – NF EN 1097-6. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 6 : Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau, 2001.
- Alias J. – *La voie ferrée*. Techniques de construction et d'entretien, 2^e édition mise à jour, 1984, 524 p.
- Alobaidi I., Hoare D.J. – Development of pore water pressure at the subgrade-subbase interface of a highway pavement and its effect on pumping of fines. *Geotextiles and Geomembranes* 14 (2), 1996, p. 111-135.
- Cardenas Gomez P.A. – *Caractéristiques hydrauliques de matériaux granitiques concassés*. Thèse de doctorat de l'université Laval, 2007.
- Cholet C., Saussine G., Gautier P.-E., Cléon L.-M. – Granular Media and Ballasted Railway Tracks (Milieux granulaires et voies ballastées). *Nonsmooth Mechanics and Analysis*, 2006, p. 221-232.
- Choudhury D., Bharti R.K., Chauhan S., Indraratna B. – Response of multilayer foundation system beneath railway track under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134 (10), 2008, p. 1558-1563.
- Coronado Garcia O., Fleureau J.-M., Correia A.G., Caicedo B. – Influence de la suction sur les propriétés de matériaux granulaires routiers. *57^e Congrès canadien de Géotechnique*, 2004, p. 6.
- Côté J., Konrad J.M. – Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials : a practical method for pavement engineers. *Can. Geotech. J.*, 40 (1), 2003, p. 121-136.
- Delta-T – ThetaProbe Soil Moisture Sensor type ML2x User Manual, v1.21. Document Code : ML2x-UM-1.21, 1999, 22 p.
- Dupla J.-C., Pedro L.S., Canou J., Dormieux L. – Comportement mécanique de sols grossiers de référence. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 268-269 (22 réf.), 2007, p. 31-57.
- Ekblad J., Isacsson U. – Time-domain reflectometry measurements and soil-water characteristic curves of coarse granular materials used in road pavements. *Can. Geotech. J.*, 44 (7), 2007, p. 858-872.
- Ekblad J., Isacsson U. – Influence of water and mica content on resilient properties of coarse granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 9 (3), 2008, p. 215 - 227.
- Elaskar A.R. – Développement d'une méthode de diagnostic et d'évaluation du potentiel des plates-formes ferroviaires. *Mémoire du diplôme d'ingénieur de l'Université Blaise-Pascal*, 2006, 98 p.
- Flon P., Poulin J.-F. – L'influence du pourcentage de particules fines sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire. Rapport transports Québec, RTQ-87-03. Ministère des Transports du Québec, 1987.
- GTR – Guide technique GTR. Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 1 et 2, LCPC – SETRA, 1992.
- Haque A., Kabir E., Bouazza A. – Cyclic filtration apparatus for testing sub-ballast under rail track. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2007, p. 180-186.
- Indraratna B., Lackenby J., Christie D. – Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Geotechnique*, 55 (4), 2005, p. 325-328.
- Indraratna B., Raut A.K., Khabbaz H. – Constriction-based retention criterion for granular filter design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (3), 2007, p. 266-276.
- Indraratna B., Shahin M.A., Rujikiatkamjorn C., Christie D. – Stabilization of ballasted rail tracks and underlying softsoils formations. *Indian Geotechnical Conference*, India, 2006, p. 143-152.
- Kabir E., Haque A., Bouazza A. – Effect of cyclic loading on filtration behaviour of subballast material. *Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics*, 148, 2006, p. 180-186.
- Kamruzzaman A.H.M., Haquet A., Bouazza A. – Filtration behaviour of granular soils under cyclic load. *Géotechnique*, 58 (6), 2008, p. 517-522.
- Karraz K. – *Comportement cyclique à long terme d'un matériau granulaire modèle pour application aux infrastructures ferroviaires*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 2008.
- Lackenby J., Indraratna B., McDowell G., Christie, D. – Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. *Géotechnique*, 57 (6), 2007, p. 527-536.
- Li D., Selig E.T. – Wheel/track dynamic interaction : track substructure perspective. *Vehicle System Dynamics*, 24 (suppl.), 1995, p. 183-196.
- Li D., Selig E.T. – Method for railroad track foundation design. I : Development. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (4), 1998a, p. 316-322.
- Li D., Selig E.T. – Method for railroad track foundation design. II : Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (4), 1998b, p. 323-329.
- Okada K., Ghataora G.S. – Use of cyclic penetration test to estimate the stiffness of railway subgrade. *NDT & E International*, 35 (2), 2002, p. 65-74.
- Omar M., Shanableh A., Basma A., Barakat S. – Compaction characteristics of granular soils in United Arab Emirates. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21 (3), 2003, p. 283-295.
- Radampola S.S., Gurung N., McSweeney T., Dhanasekar M. – Evaluation of the properties of railway capping layer soil. *Computers and Geotechnics*, 35 (5), 2008, p. 719-728.
- Reiffsteck P., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., Levaucher D. – Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 268-269, 2007, p. 59-81.
- RFE, SYSTRA, SNCF – Planches d'essais/références. Matériaux de sous-couches issus des carrières Rivat et Vincent, 2008.
- SNCF – ST n° 590B. Spécification technique pour la fourniture des granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien des voies ferrées, 1995.
- SNCF – IN 0259. Conception, réalisation et entretien : des ouvrages de drainage et l'écoulement, des structure d'assise et des plates-formes. Référentiel Infrastructure, 1996a.
- SNCF – IN 0260. Structure d'assise. Référentiel Infrastructure, 1996b.
- SNCF – EF 2 C 34. Grandes opérations programmées de voie courante (GOP). Préparation. Référentiel infrastructure, 2004.
- SNCF – IN 3278. Référentiel technique pour la réalisation des LGV, partie génie civil. Référentiel Infrastructure, 2006.
- Xu W.J., Hu R.L., Tan R.J. – Some geomechanical properties of soil-rock mixtures in the Hutiao Gorge area, China. *Géotechnique*, 57 (3), 2007, p. 255-264.

Intégration des contraintes ferroviaires dans les chantiers de mise au gabarit de tunnels

**J.-C. DAUMARIE
C. THUAUD**

SNCF
Direction de l'ingénierie
Département
des ouvrages d'art
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis
Jean-claude.daumarie@sncf.fr
Christine.thuaud@sncf.fr

Résumé

L'évolution des transports et en particulier des transports de fret, conduit à prévoir, pour les tunnels ferroviaires, des gabarits de plus en plus grands. Les tunnels du patrimoine français, construits il y a plus de 100 ans, ne dégagent pas ces nouveaux gabarits et doivent donc être agrandis, au moyen de travaux de rescindement de leurs structures notamment. Ces travaux doivent se dérouler en perturbant le moins possible la circulation des trains. C'est pourquoi les études géotechniques doivent tenir compte non seulement des propriétés des sols ou roches environnant le tunnel, mais aussi de ces contraintes ferroviaires. Ces contraintes sont décrites dans cet article en présentant la modélisation de différentes phases des travaux avec des sollicitations correspondantes.

Mots-clés : tunnels ferroviaires, gabarits, rescindement, phasage, modélisation, calculs aux éléments finis.

Integration of railways constraints during works for enlarging railways tunnels gauges

Abstract

Evolution of transportations, especially freight transportation, leads to forecast bigger and bigger gauges for railway tunnels. French tunnels built more than 100 years ago do not allow these new gauges and have to be enlarged with works such as localised reaming. These works have to be carried out without significantly affecting the normal traffic. That is why geotechnical investigations have to take into account not only the properties of soils or rocks that surround the tunnel, but also the different railway constraints. These constraints are described in this paper by presenting the modelling of different work phases with the corresponding loads.

Key words: railway tunnels, gauges, splitting, work phases, modeling, finite elements method.

Les tunnels du patrimoine français

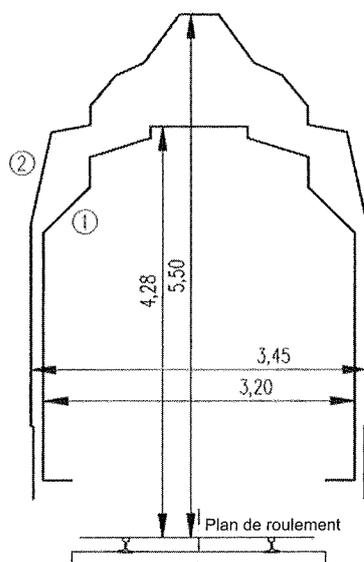
Le patrimoine des tunnels du réseau ferroviaire français comporte 1 548 tunnels répartis sur 631 km de lignes, dont 1 378 tunnels répartis sur 572 km de lignes exploitées. La période de grande activité de construction de ces ouvrages s'est étendue de 1850 à 1900, ce qui explique que l'âge moyen des tunnels soit de plus de 100 ans.

Pour chaque tunnel, la construction est un cas d'épèce qui dépend essentiellement des conditions géologiques (nature, caractéristiques et particularités des terrains, présence d'eau) et géotechniques, mais également des contraintes économiques au regard du coût et de la durée des travaux. D'autres paramètres ont pu intervenir, tels que la géométrie de l'ouvrage (longueur, pente, section) ou l'environnement avec les spécificités entraînées par les ouvrages en zone urbaine, en site classé, ou en zone de montagne, mais là encore, le rôle de la géologie et de la géotechnique a été et restera toujours prépondérant.

Les techniques de construction ont beaucoup évolué, en particulier depuis le milieu du XIX^e siècle, ce qui impose un effort important pour comprendre le comportement des structures, en particulier des terrains environnants, que n'éclaire plus toujours l'expérience actuelle des concepteurs et des constructeurs.

La conception du dégagement des gabarits

RFF et SNCF sont confrontés au besoin de faire circuler des convois de plus en plus grandes dimensions, pour transport de fret en particulier. De ce fait, les gabarits à dégager dans les tunnels sont de plus en plus importants, comme le montre la figure 1 comparant les gabarits d'origine et le gabarit le plus récent.



1. Gabarit des trains impériaux en 1863.
2. Gabarits GB1 UIC (B + français) et d'isolement de pantographes et caténaire à courant 25 kV.

FIG. 1 Évolution des gabarits de 1863 à 1994.
Evolution of gauges from 1863 to 1994.

Différents itinéraires comportant des tunnels sont ainsi actuellement l'objet d'études de dégagement de gabarits. Ces études commencent naturellement par des études géométriques, constituées de relevés des profils des ouvrages et d'analyses du tracé des voies et des possibilités de le modifier. Ces études permettent d'évaluer la longueur et la profondeur des engagements de gabarit, et les dispositions à prendre en conséquence :

- interventions sur tracé et entraxe de voies ;
- abaissements localisés de la plate-forme ferroviaire, ou rescindements localisés de la voûte.

Ce n'est que lorsque les engagements de gabarits sont trop importants qu'interviennent alors des travaux de plus grande ampleur :

- abaissements importants de plate-forme ;
- rescindement de grande profondeur de la voûte.

Ces deux types de travaux impliquent dès lors une bonne connaissance des conditions géologiques et géotechniques du massif environnant le tunnel. Mais l'organisation et la nature des travaux devront aussi s'adapter aux contraintes ferroviaires.

Les contraintes ferroviaires

Les travaux de mise au gabarit des tunnels ne peuvent se dérouler qu'en s'adaptant aux contraintes du trafic dans l'ouvrage, elles-mêmes dépendantes des conditions d'exploitation de l'itinéraire sur lequel se trouve le tunnel. Les investigations préalables aux travaux, caractéristiques de la conduite d'études géotechniques, comme on le détaille plus loin, sont, elles aussi, soumises à ces contraintes. On rappelle que les tunnels ferroviaires peuvent être à double voie ou à voie unique, et qu'une première des contraintes ferroviaires est de s'adapter à cette situation.

Tunnels à double voie

Dans le cas d'un tunnel à double voie, plusieurs organisations de chantier sont possibles selon les conditions de circulation : interception totale d'une voie, voie unique temporaire, tronçonnement temporaire avec une seule voie au centre, interception complète des deux voies.

Tunnels à voie unique

Dans le cas d'un tunnel à voie unique, les organisations sont bien évidemment moins variées, l'alternative portant simplement sur le maintien ou non des circulations durant les travaux :

- *maintien des circulations ferroviaires.* L'organisation est alors assimilable à celle d'un chantier en tunnel à double voie se déroulant voie par voie ; les travaux sont alors conçus pour se dérouler sur des intervalles de durées limitées, en dehors desquels les trains doivent pouvoir circuler en toute sécurité, mais éventuellement à vitesse réduite pendant la durée du chantier ;

– *coupure du trafic*. L'organisation est alors assimilable à celle de travaux en tunnel à double voie également organisés sous coupure de ligne. Les contraintes strictement ferroviaires sont alors inexistantes, puisque aucune contrainte ne vient perturber les travaux, si ce n'est l'optimisation de la durée de façon à rétablir au plus vite le trafic.

Selon les possibilités de modifier l'exploitation normale, c'est-à-dire la fréquence et la répartition des trains, se dégageront donc diverses modalités de réalisation des travaux. En particulier, seront à prendre en compte les délais d'intervention pendant lesquels des travaux sont possibles mais aussi à l'issue desquels les trains devront pouvoir circuler en toute sécurité. Ceci signifie que les phasages des travaux de démolition puis de reconstruction devront permettre de respecter cette contrainte de mise en sécurité. Bien entendu, ces phasages devront prendre en compte les conditions géotechniques.

4

Les études géotechniques

Les études géotechniques doivent prendre en compte :

- la nature des travaux imposés par l'objectif de dégagement de gabarit ;
- le phasage et le délai des travaux, imposés par les contraintes d'exploitation.

Plusieurs hypothèses de travaux sont à étudier, auxquelles doivent s'adapter non seulement le programme des investigations, mais aussi la conduite des calculs de dimensionnement. Les études doivent comporter la définition et l'interprétation des reconnaissances puis la modélisation du comportement des terrains.

4.1

Programme des investigations

Les investigations consistent classiquement en investigations destructives, incluant sondages et essais *in situ*, et en investigations non destructives, incluant notamment toute la gamme des méthodes géophysiques.

4.1.1

Investigations destructives

Les investigations destructives sont *a priori* seules à même de fournir de véritables données sur le comportement des terrains et des structures. Mais leur exécution occasionne de fortes perturbations au trafic ferroviaire, dont on rappelle qu'il doit le plus possible être préservé, y compris lors de cette phase d'étude.

La logistique associée aux travaux de sondages est en effet beaucoup plus lourde que dans le cas de constructions de tunnels ferroviaires ou routiers, ou même dans le cas d'investigations en tunnels routiers sous circulation. Les installations de sondages doivent être embarquées sur des trains se déplaçant sur les voies, pour pouvoir être intégrées dans le trafic ferroviaire (Fig. 2). L'implantation, puis le sondage lui-même se déroulent dans un espace confiné non seulement

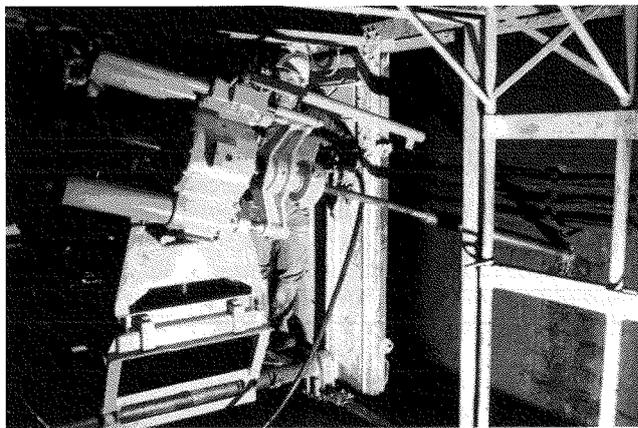


FIG. 2 Forage en naissance de voûte.
Boring for setting vault.

par l'installation sur voie, mais aussi par la géométrie de l'ouvrage, par l'éventuel maintien des circulations ferroviaires sur la voie contiguë et, donc, par la présence de courant d'alimentation électrique dans la caténaire toute proche.

• Les sondages carottés

Depuis 1962, la SNCF procède à la reconnaissance des tunnels par sondages carottés. En 2007, plus des deux tiers du patrimoine des tunnels de RFF sont déjà reconnus par carottage. Les sondeuses sont disposées sur un wagon, elles permettent une mise en station rapide et la reprise d'un carottage interrompu en fin d'interception des voies. Tous les points du profil transversal du tunnel doivent pouvoir être auscultés, y compris la base des piédroits afin d'apprécier le niveau d'encastrement des fondations par rapport au plan des voies.

L'exécution de carottages ascendants nécessite, pendant les phases de carottage et d'extraction, un matériel de forte capacité même si la longueur des carottages est limitée à quelques mètres. De ce fait, les sondages manuels sont réservés à des investigations de très faibles longueurs.

Pour la réalisation des sondages en plate-forme, un tubage provisoire est nécessaire à la traversée du ballast pour éviter les chutes de blocs lors de la remontée du train de tige en fin de première passe de carottage.

Les sondages carottés sont complétés et valorisés par le passage d'une sonde endoscopique ou vidéo-endoscopique, permettant d'observer les parois du sondage et de repérer des discontinuités, vides, altération des matériaux, ainsi que la nature du contact entre la structure et l'encaissant. Bien que les sondages carottés donnent des observations ponctuelles, l'interpolation entre ces sondages permet d'établir les coupes géologiques transversales et longitudinales et fournit une première connaissance du massif encaissant permettant d'élaborer une interprétation géotechnique. Les sondages carottés sont le complément indispensable pour qualifier les observations et les anomalies déterminées par les techniques d'auscultation non destructive.

• Les sondages destructifs

Les sondages destructifs ne permettent pas d'obtenir de valeur des paramètres géotechniques du sol.

Mais ils permettent à moindre coût (le rapport est de un pour trois avec le coût d'un carottage) de se renseigner sur l'homogénéité d'une formation ou sur la géométrie d'une discontinuité ou d'un contact entre formations. Ils sont souvent complémentaires des autres modes de reconnaissances. Ils peuvent être valorisés par des investigations complémentaires en forages comme l'endoscopie (après nettoyage des parois), l'essai au pressiomètre ou au dilatomètre, les diagraphies différées, la tomographie entre forages. Ils sont également utilisés pour l'installation d'appareillage de suivi piézométrique ou inclinomètres.

- *Les fenêtres en parement*

Il s'agit de retirer quelques moellons ou briques du parement et d'observer la maçonnerie, le contact revêtement-terrain, ainsi que le terrain encaissant proche. Pour la réalisation d'une fenêtre en voûte, la procédure impose des précautions pour ne pas trop affaiblir la structure, la dimension maximale est de l'ordre de 0,60 m × 0,60 m et plusieurs fenêtres ne peuvent être réalisées sur la même section transversale. Elle nécessite la mise en œuvre d'un soutènement préalable pour renforcer la structure, composé de cintres, blindage, ancrages, ou béton projeté (Fig. 3). Dans tous les cas, les fenêtres en voûte doivent être maintenues ouvertes le moins longtemps possible.

Ce type d'investigation, peu prescrit aujourd'hui, a été largement utilisé dans le passé. Leur réalisation est assez facile en piédroit, où elle permet la reconnaissance de l'état des maçonneries et la détermination de la forme des moellons (Fig. 4). Cette technique est actuellement réservée à des reconnaissances ponctuelles en piédroit et dans des structures d'épaisseur inférieure à 0,60 m. Certains grands vides d'extrados ont pu être observés par création de fenêtre.



FIG. 4 Fenêtre en piédroit.
Window at abutment.

- *Les fouilles en plate-forme*

Les fouilles permettent la reconnaissance du ballast, de la sous couche, de la couche de forme et du terrain d'assise ou du radier, ainsi que l'examen des systèmes d'évacuation des eaux (voir Fig. 5). La plate-forme rocheuse ou la surface du radier font partie des éléments du tunnel les plus difficilement observables. Le simple recueil d'éléments géométriques conduit à des opérations lourdes et coûteuses (fouille décapage) où les sujétions imposent une programmation très en amont et une organisation sans faille pour limiter les conséquences sur l'exploitation. Cette observation est cependant possible à moindre coût pendant le renouvellement du ballast. Aussi l'inspection de l'état de la plate-forme et des drains, avec prises de photographies, devrait être systématisée lors de ces opérations.

- *Les essais in situ*

Les mesures de contraintes au vérin plat, ou par sur-carottage, qui permettent d'apprécier la contrainte normale en parement du tunnel et de proposer une

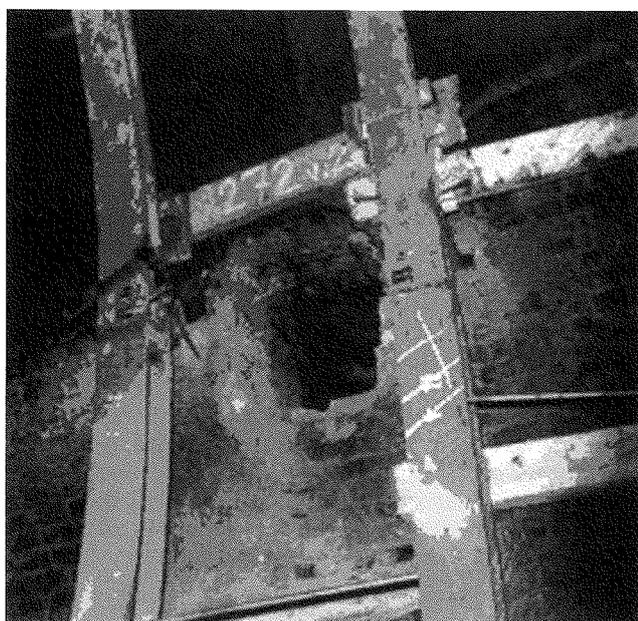


FIG. 3 Fenêtre avec protection par cintres.
Window with protection by arch.



FIG. 5 Fouille mécanisée en plate-forme.
Investigation using engine on platform.

estimation du module d'élasticité en place (Fig. 6), ont cependant une durée relativement longue qui entraîne des sujétions importantes d'exécution. Ces essais sont plutôt réservés aux tunnels à gabarit double voie avec une seule voie posée et décalée ou bien sur une coupure prolongée des circulations.

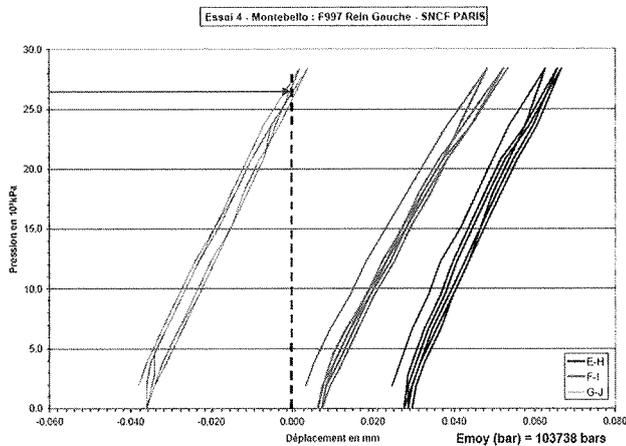


FIG. 6 Courbes de déplacement pendant les cycles de chargement et de déchargement.
Displacement curves under loading-unloading cycles.

4.1.2

Investigations non destructives

Le radar géologique permet, associé à des sondages carottés pour étalonnage, de repérer la qualité du contact entre revêtement et terrain encaissant, critère important pour la conduite de rescindement. Le radar permet également, en cas d'abaissement de plate-forme, de relever les épaisseurs des structures et d'identifier, toujours en liaison avec des sondages carottés, d'éventuelles discontinuités d'ordre géologique.

En définitive, c'est la combinaison, au sein d'un programme général de reconnaissances, d'investigations destructives indispensables mais génératrices de fortes gênes pour les circulations de trains, et d'investigations non destructives qui sont sources de résultats moins précis mais ne perturbant pas les circulations, qui permettra de décrire les conditions géotechniques.

La définition de ce programme est une étape cruciale de l'étude géotechnique. Le programme doit en effet être précis et complet, les contraintes d'exploitation ne permettant bien souvent aucun complément. L'application de ce programme doit donc être très rigoureuse pour bénéficier de toutes les données demandées. On soulignera notamment le cas de la zone des terrains situés au contact de la structure, qui intervient bien entendu dans la modélisation et les calculs de dimensionnement et dont l'appréciation des caractéristiques se révèle toujours très délicate, compte tenu de l'évolution longue et lente dont ils peuvent être l'objet.

4.2

Méthodes de modélisation et lois de comportement

4.2.1

Considérations générales

Un nombre important des tunnels, le plus souvent construits entre 1830 et 1910, dont la géométrie doit être adaptée au dégagement d'un nouveau gabarit, peuvent avoir été excavés dans des conditions de terrains peu favorables, avec notamment présence de hors-profils, propension au gonflement, ou état initial de surconsolidation, de sorte que les structures d'origine du tunnel peuvent avoir subi des déformations significatives. Dans tous ces cas de figure, il est important de pouvoir déterminer les conditions de fonctionnement des anciens tunnels, en termes d'interaction sol-revêtement, de propriétés des matériaux constitutifs du terrain et du revêtement (y compris les conditions à court et long termes et les lois de l'évolution connexes), c'est-à-dire d'accéder à l'état de contraintes et aux déformations théoriques du revêtement et des terrains encaissants.

Pour étudier les problèmes d'interaction sol-structures il conviendra de lister les méthodes de calcul, en privilégiant de plus en plus le recours aux méthodes de modélisations numériques de préférence aux méthodes analytiques, pour prendre en compte les lois non linéaires en contraintes/déformations et la simulation du phasage lors de la construction.

Les phénomènes susceptibles d'influer sur l'interaction sol-revêtement doivent ensuite être recensés afin de pouvoir appréhender (définir et mesurer) les paramètres les plus importants du phénomène concerné. Dans le même temps, les résultats tirés des essais d'identification et de comportement, en laboratoire et *in situ* sont utilisés. Sont à exploiter les lois comportementales et les modèles types proposés dans la littérature technique pour l'analyse des différents problèmes. En particulier les principaux phénomènes de dégradation et d'endommagement susceptibles d'affecter le comportement à long terme du terrain interagissant avec les structures de revêtement doivent être décrits :

- comportement gonflant ;
 - comportement contractant ;
 - phénomènes liés au gradient hydraulique (dont entraînement des fines et modifications des caractéristiques mécaniques des sols).
- Les points suivants seront également pris en considération :
- les actions cycliques et les vibrations du sol ;
 - le vieillissement des structures de soutènement.

L'ensemble des considérations développées ci-dessus doivent aussi préparer la conception des travaux de mise au gabarit des anciens tunnels, fondée sur les méthodes numériques, conception basée elle aussi sur les différentes méthodes d'analyse, notamment la méthode des différences finies (FDM), la méthode des éléments finis (FEM), et la méthode des éléments distincts (DEM). A cet égard, il faut souligner les avantages potentiels de l'analyse numérique sur les approches plus conventionnelles parfois employées jusqu'alors.

Cas d'une étude particulière de dégagement de gabarit

La reconstruction d'un pont à proximité d'un tunnel a conduit à modifier le tracé des voies jusque dans le tunnel et à modifier la section transversale pour dégager la nouvelle implantation des gabarits associés au nouveau tracé de voies.

• Conditions géologiques

L'ouvrage traverse une série de formations détritiques constituée de cailloux roulés siliceux, d'argiles et sables à graviers, de sable souvent ferrugineux et d'argiles grises à bleuâtres renfermant par place des couches ligniteuses. Ces formations apparaissent assez peu perméables sous les niveaux argileux ; néanmoins, les dépôts sableux et graveleux pourraient renfermer des nappes aquifères.

• Géométrie

L'étude a été effectuée avec le progiciel de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. La modélisation a été réalisée en deux dimensions, l'ouvrage est alors considéré comme infini dans le sens longitudinal. Cette simplification permet d'éviter d'avoir un maillage trop important et donc des temps de calculs trop grands. De plus, cette hypothèse nous place du côté de la sécurité puisqu'elle ne prend pas en compte le phasage par plots des travaux.

Le revêtement du tunnel, le ballast, les structures mises en place lors des travaux, ainsi que le massif environnant, ont été modélisés à l'aide d'éléments surfaciques. Chaque partie qui interviendra à différentes étapes du phasage (voûte parapluie, partie rescindée, coque en BP, etc.) est représentée par un groupe indépendant. Les extensions des modèles sont choisies afin de respecter les prescriptions courantes dans une modélisation aux éléments finis. Le maillage, zoomé au niveau de l'ouvrage, est présenté sur la figure 7.

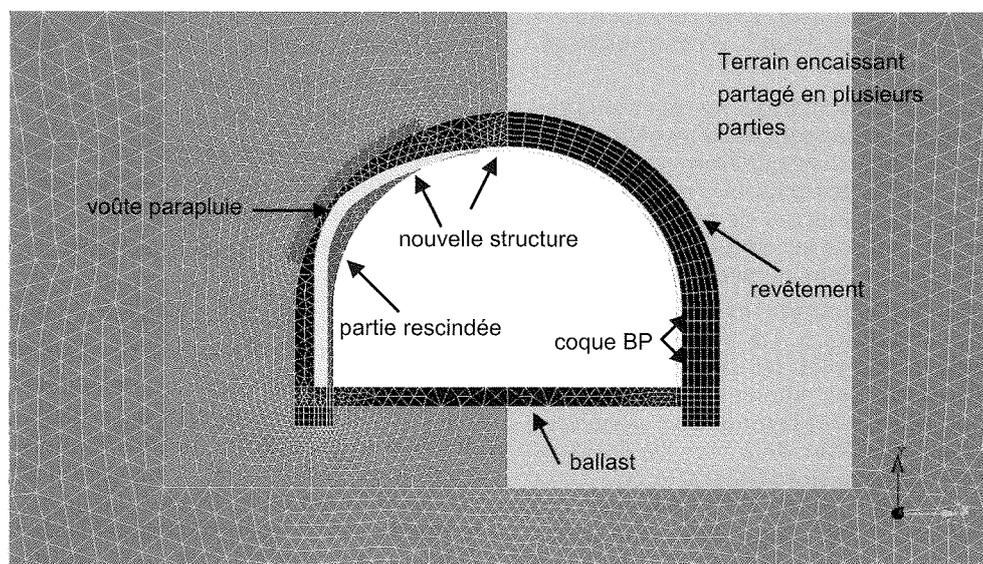


FIG. 7 Zoom sur le maillage au niveau de la zone centrale.
Zoom on the mesh for the central zone.

• Lois de comportement et caractéristiques mécaniques

Les paramètres mécaniques du terrain encaissant et de la maçonnerie sont tirés en grande partie du rapport d'étude géotechnique. Les caractéristiques mécaniques de la coque BP et du ballast sont issues soit de la littérature, soit d'autres études numériques dans lesquelles ces matériaux ont été utilisés.

Pour la demi-voûte parapluie et la structure nouvelle, un calcul de caractéristiques équivalentes a été réalisé. En effet, il s'agit d'assemblage de plusieurs matériaux (tubes pétroliers et coulis pour la demi-voûte parapluie, cintres réticulés et béton pour la structure nouvelle) qui ont été modélisés comme un matériau unique équivalent avec des propriétés calculées à partir des caractéristiques de chaque composant rapportées à leur inertie. Pour la zone de sol renforcé, nommé « sable argileux injecté », des calculs ont été réalisés avec une fourchette haute (FH) et une fourchette basse (FB) pour le module d'Young E , correspondant à différents stades d'efficacité de la consolidation du terrain par injection de coulis. Les lois de comportement et les paramètres qui ont été utilisés lors des modélisations sont présentés dans le tableau I.

• Phasage choisi pour les calculs

Les phases, ainsi que les taux de déconfinement λ choisis à chaque phase, ont été déterminés en réalisant plusieurs calculs et en faisant varier certains paramètres afin de trouver la combinaison la plus réaliste tout en restant du côté de la sécurité.

Les phases de calcul sont les suivantes (Fig. 8) :

– phase 1 : création de l'état de contraintes initial en appliquant les contraintes géostatiques avec $K_0 = 0,5$ et creusement du tunnel en appliquant le principe de la méthode convergence – confinement avec un taux de déconfinement de $\lambda = 0,4$;

TABLEAU I

Lois de comportement et paramètres choisis pour les matériaux.

Constitutive model and parameters chosen for the materials.

Matériaux	Loi de comportement	Poids volumique γ (kN/m ³)	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Résistance à la compression R_c (MPa)	Résistance à la traction R_t (MPa)	Cohésion c (MPa)	Angle de frottement ψ (°)	Angle de dilataance ψ (°)
Sable argileux zone autour tunnel	Mohr Coulomb	19,0	1,4	0,33			0,004	32	2
Sable argileux loin du tunnel	Mohr Coulomb	19,0	14	0,33			0,004	32	2
Sable argileux injecté	Mohr Coulomb	19,0	FB : 5 FH : 14	0,33			0,004	32	2
Maçonnerie de moellons calcaires	Élasticité	26,0	10 000	0,2	$3,2 < R_c < 42,6$	$(1 < R_t < 1,5)$ valeur estimée			
Ballast	Mohr Coulomb	20,0	3,5	0,2			0,2	50	0
Voûte parapluie	Mohr Coulomb	19,0	4 000	0,33			0,774	32	2
Nouvelle structure avec cintres	Élasticité	25,0	200 000	0,2					
Coque BP	Élasticité	23,0	10 000	0,2					

– phase 2 : application du reste du déconfinement $\lambda = 0,6$ et mise en place du revêtement et du ballast en appliquant leur poids propre ;

– phase 3 : mise en place ou non (selon le calcul et de façon combinée ou non) de la demi-voûte parapluie et de la zone de sol renforcée par attribution des caractéristiques améliorées aux groupes concernés et rescindement du côté gauche de l'ouvrage en appliquant des forces de déconfinement sur le pourtour de la partie rescindée avec un taux $\lambda = 0,7$ et des contraintes ayant comme origine la phase 2 ;

– phase 4 : mise en place de la nouvelle structure composée de cintres réticulés et de béton et de la coque en BP (attribution des caractéristiques et application du poids propre) et application du reste des forces de déconfinement dues au rescindement avec un taux $\lambda = 0,3$.

Les résultats sont présentés et analysés dans les paragraphes suivants en fonction de la phase de calcul et des hypothèses choisies.

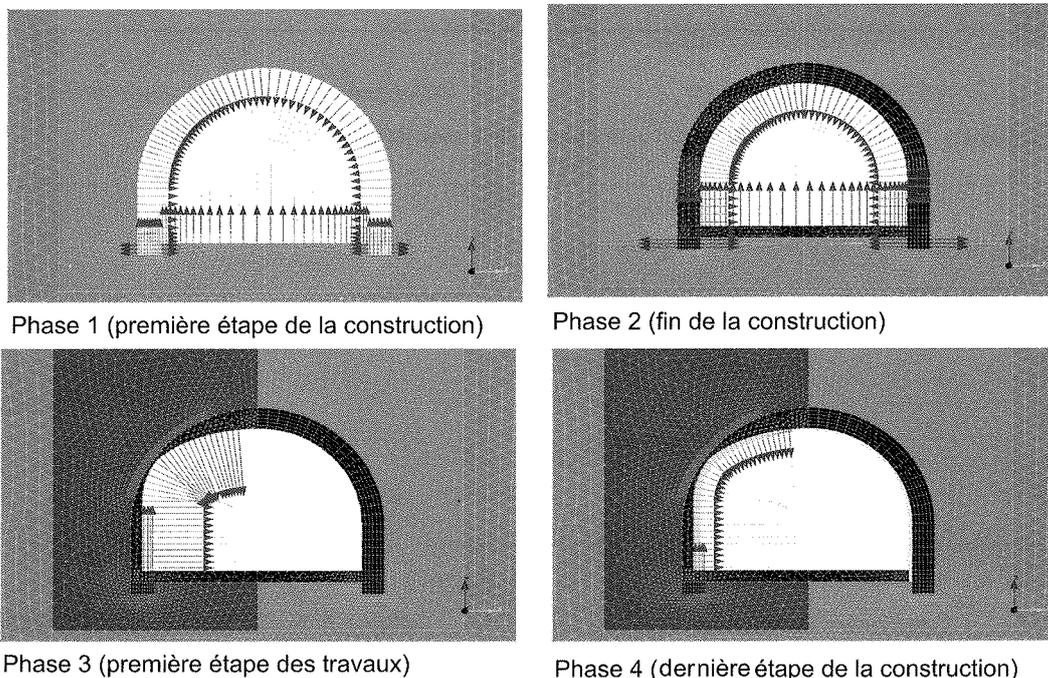


FIG. 8 Schéma des quatre étapes de calcul.
Schems of the 4 stages of calculation.

■ Fin de la construction (phase 2)

Comme nous ne disposons pas d'éléments permettant de caler le modèle numérique avec la réalité, un état de contraintes dans le revêtement cohérent (en fonction de la hauteur de couverture, du poids volumique et du module d'Young E du terrain) a été recherché. Les déplacements obtenus sont assez importants (8,5 cm en clé par exemple) mais ils sont cumulés sur les deux phases de construction et ne s'appliquent pas en totalité sur la maçonnerie. Ils restent donc, vu la faible hauteur de couverture et la mauvaise qualité du terrain encaissant. Les contraintes de compression sont de l'ordre de $-2,4$ MPa en intrados de la voûte et de $-0,5$ MPa en piédroits (intrados et extrados). Une certaine traction s'est développée à l'extrados de la maçonnerie au niveau de la voûte (1,32 MPa en clé et 1,48 MPa en rein droit). Ces valeurs sont acceptables et correspondent aux déplacements obtenus. La figure 9 montre les contraintes de compression et les vecteurs de déplacement.

■ Première phase des travaux de rescindement (phase 3)

Cette phase est la plus critique pour le revêtement du tunnel car l'épaisseur de la maçonnerie est fortement diminuée et la nouvelle structure n'est pas encore mise en place. Un taux de déconfinement assez important ($\lambda = 0,7$) a été choisi pour se placer dans une situation relativement défavorable. Un premier cas a

été réalisé sans travaux préalables au rescindement. Ensuite plusieurs solutions de renforcement ont été testées et combinées. Les cas les plus importants sont présentés ci-après.

• 1^{er} cas : sans renfort de sol et sans demi-voûte parapluie

Des tractions importantes se développent dans la maçonnerie restante : 3,3 MPa en intrados et 4,0 MPa en extrados. Des déplacements de 2,7 cm se produisent. Au vu de ces résultats, il est possible d'affirmer que cette phase intermédiaire des travaux n'est pas stable. En effet, la limite en traction d'une maçonnerie de moellons est souvent comprise entre 1 et 1,5 MPa. Et des déplacements de l'ordre de plusieurs centimètres ne sont pas acceptables et peuvent entraîner des désordres importants. La figure 10 montre les contraintes de traction et les vecteurs de déplacement.

Des travaux de renforcement préalables aux travaux de rescindement ont été envisagés pour remédier aux problèmes rencontrés dans le premier cas. En fonction des conditions de réalisation, d'accès, de mise en œuvre, deux techniques sont proposées : le renforcement du sol par injection autour du tunnel du côté gauche où aura lieu le rescindement et la création d'une demi-voûte parapluie qui viendra renforcer la maçonnerie localement, là où elle sera le plus affaiblie. Dans les calculs suivants, les deux solutions techniques

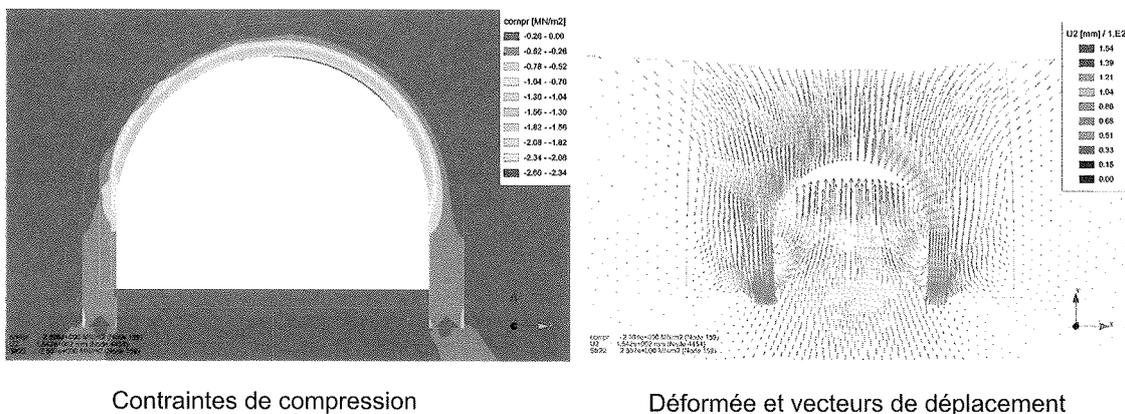


FIG. 9 Phase 2 : deuxième et dernière phase de construction.
Phase 2 : second and last phase of construction.

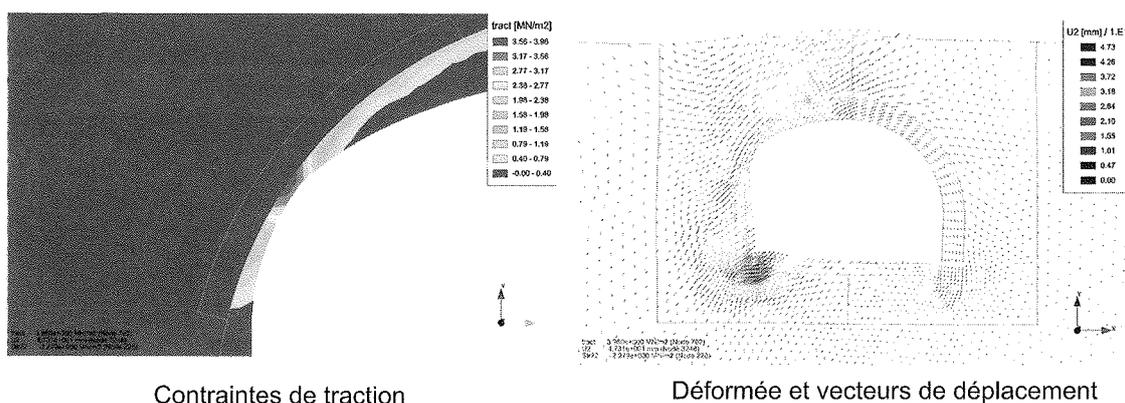


FIG. 10 Phase 3, 1^{er} cas : première phase des travaux de rescindement sans renfort de sol et sans demi-voûte parapluie.
Phase 3, first case : first phase of splitting work without reinforcement of soil and without half vault umbrella.

ont été testées de façon séparée et combinée dans le but d'étudier leur influence et de choisir le renforcement le plus adapté. Le module d'Young du sol renforcé n'étant pas connu de façon très précise, il a été pris égal à trois valeurs : une valeur faible de 5 MPa, une valeur moyenne de 10 MPa et une valeur plutôt forte de 14 MPa.

- 2^e cas : avec sol renforcé $E = 14$ MPa et sans demi-voûte parapluie

Dans ce cas, les tractions qui se développent dans la maçonnerie restante sont diminuées par rapport au cas précédent mais elles restent tout de même trop importantes : 1,7 MPa en intrados et 2,0 MPa en extrados. Des déplacements de l'ordre de 1,0 cm sont obtenus. Ils ont été bien réduits par la mise en œuvre du sol renforcé et sont alors acceptables. La figure 11 montre les contraintes de traction et les vecteurs de déplacement dans le 2^e cas.

- 3^e cas : sans renfort de sol et avec demi-voûte parapluie

Ici, les tractions dans le revêtement rescindé ont aussi été réduites : 1,7 MPa en intrados et 1,6 MPa en extrados mais elles restent tout de même trop élevées. Les déplacements sont de l'ordre de 2,5 cm et sont donc trop importants.

- 4^e cas : avec sol renforcé $E = 14$ MPa et avec demi-voûte parapluie

Dans ce cas, les contraintes de traction dans la maçonnerie restent admissibles : 0,6 MPa en intrados et 0,5 MPa en extrados. Les déplacements sont légèrement inférieurs à 1,0 cm. La figure 12 montre les contraintes de traction et les vecteurs de déplacement dans le 4^e cas.

- 5^e et 6^e cas : avec sol renforcé $E = 10$ ou 5 MPa et avec demi-voûte parapluie

Dans ces deux cas, les contraintes de traction dans la maçonnerie augmentent un petit peu par rapport au cas précédent dans lequel le module du sol renforcé était de 14 MPa. Les valeurs restent, tout de même, dans des limites acceptables. Pour un sol renforcé avec un module d'Young de 5 MPa, la contrainte de traction en intrados de la partie rescindée est de 0,8 MPa.

De la même façon, les déplacements sont un peu plus importants avec une valeur de 1,2 cm au niveau du rein gauche pour le cas où le sol renforcé possède un module de 5 MPa.

■ Deuxième phase des travaux de rescindement (phase 4)

Les valeurs obtenues ne sont pas détaillées pour chaque cas dans ce paragraphe car elles suivent les

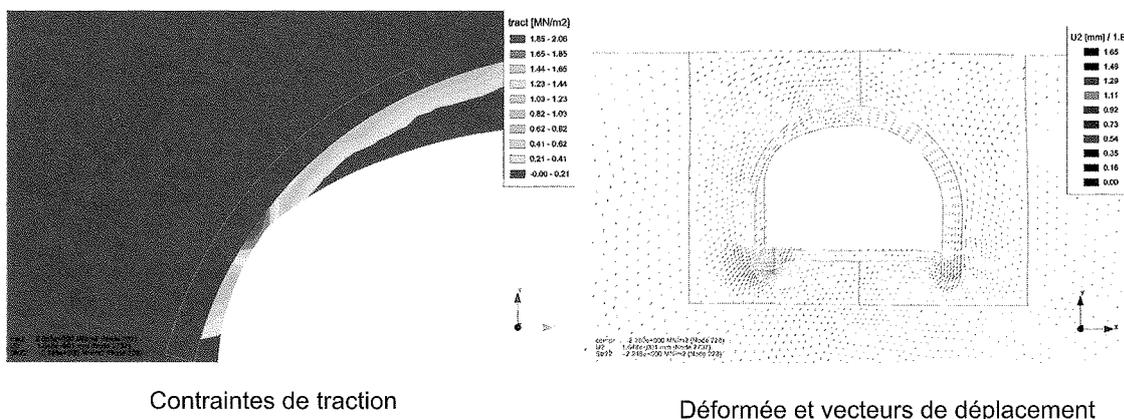


FIG. 11 Phase 3, 2^e cas : première phase des travaux de rescindement avec renfort de sol $E = 14$ MPa et sans demi-voûte parapluie.
Phase 3, second case : first phase of splitting work with reinforcement of soil $E = 14$ MPa and without half vault umbrella.

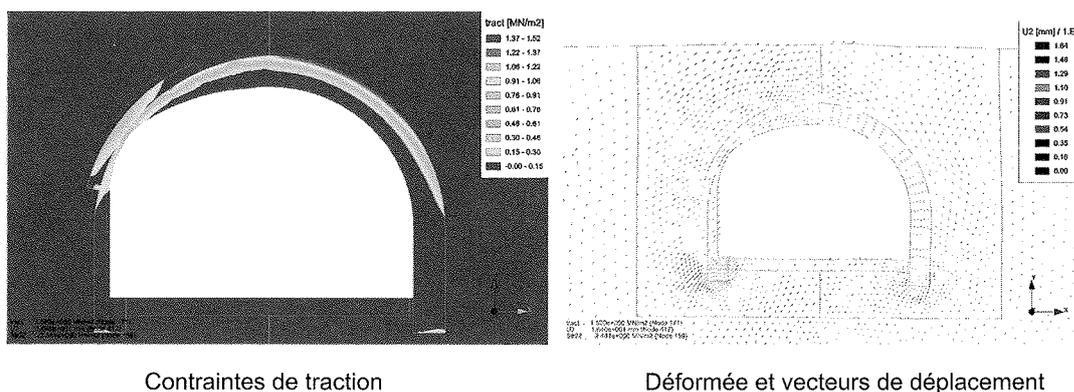


FIG. 12 Phase 3, 4^e cas : première phase des travaux de rescindement avec renfort de sol $E = 14$ MPa et avec demi-voûte parapluie.
Phase 3, fourth case : first phase of splitting work with reinforcement of soil $E = 14$ MPa and with half vault umbrella.

tendances présentées dans le paragraphe précédent pour la phase 3. Par exemple, la contrainte de traction dans la maçonnerie en intrados du rein gauche passe de 3,4 MPa dans le 1^{er} cas (sans renfort de sol et sans demi-voûte parapluie) à 0,6 MPa dans le 4^e cas (avec renfort de sol E = 14 MPa et avec demi-voûte parapluie) et à 0,8 MPa dans le 6^e cas (avec renfort de sol E = 5 MPa et avec demi-voûte parapluie).

Qu'il y ait renforcement ou non et quel que soit le type de renforcement (sol injecté et/ou demi-voûte parapluie), les valeurs des contraintes dans la nouvelle structure sont tout à fait acceptables. Les valeurs de la contrainte de compression en intrados au niveau du rein gauche varient de -1,8 MPa à -1,4 MPa selon le cas. Des tractions se développent à l'extrados de la structure formée de cintres et de béton (reprise d'une partie de celles venant de la maçonnerie) tout en restant admissibles : entre 1,0 et 1,5 MPa.

D'autres calculs ont été réalisés pour étudier l'influence de la raideur de la nouvelle structure mise en place. La valeur du module d'Young, calculée en fonction du nombre de cintres mis en place, a été prise entre 50 000 MPa et 200 000 MPa. Les résultats ont montré que la valeur la plus forte était nécessaire

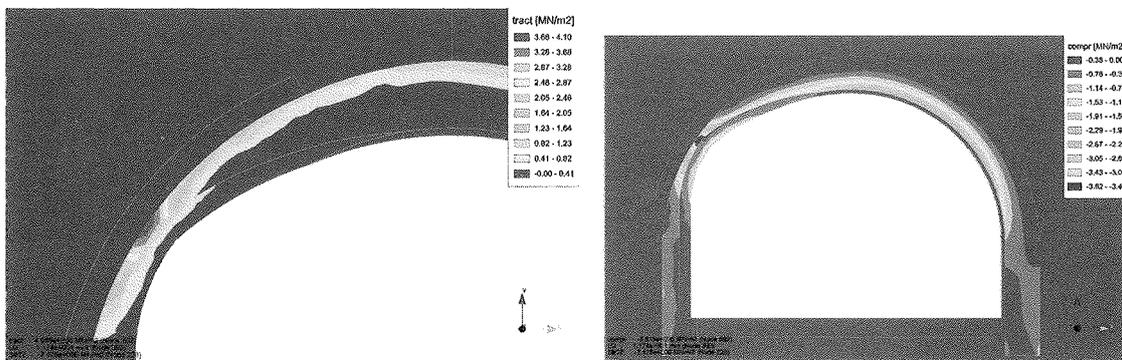
(c'est-à-dire quatre cintres par mètre) pour garder des déplacements et des contraintes en phase finale acceptables pour le revêtement existant de l'ouvrage.

Les figures 13, 14 et 15 montrent les trois cas avec les résultats les plus caractéristiques pour cette phase.

Même si on rappelle que les modélisations sont assez défavorables (modèle 2D ne prenant pas en compte le travail par plots alternés et taux de déconfinement en phase 3 assez élevé), les valeurs de traction obtenues dans la maçonnerie en phase provisoire de travaux sont trop importantes (3,9 MPa) si aucune précaution particulière n'est prise. Les déplacements de l'ordre de 2,7 cm sont également rédhibitoires.

Le cas réalisé avec le renfort de sol à gauche de l'ouvrage uniquement (cas n° 2) indique que ce traitement n'est pas suffisant à lui seul. En effet, bien que les déplacements soient réduits de façon notable, il reste des tractions dans le revêtement existant de l'ordre de 2 MPa, ce qui dépasse la limite acceptable.

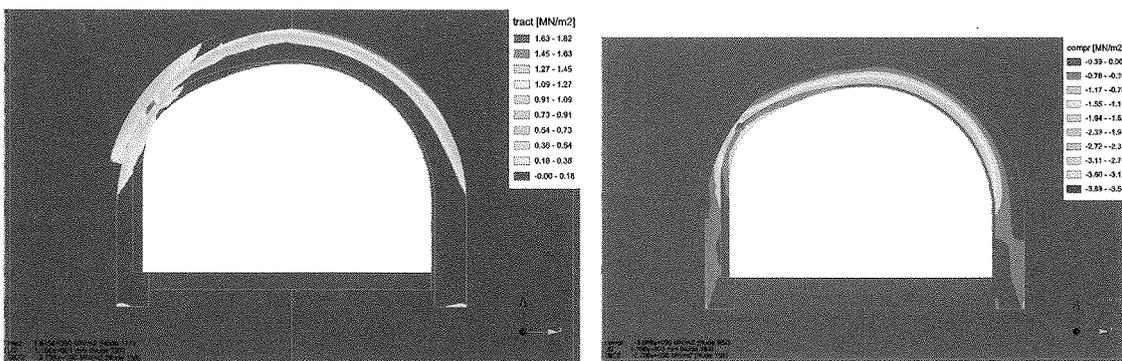
Dans le calcul mené avec la voûte parapluie uniquement (cas n° 3), les tractions sont réduites (passage de 4 MPa à 1,6 MPa en extrados de la maçonnerie en rein gauche en phase 3) mais de façon insuffisante.



Contraintes de traction

Contraintes de compression

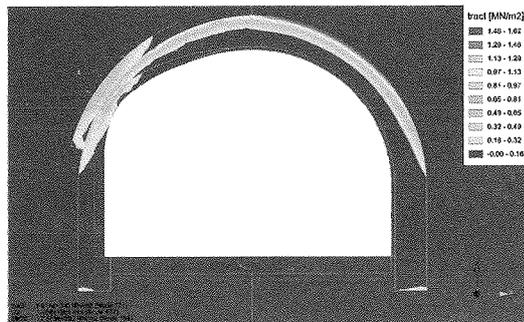
FIG. 13 Phase 4, 1^{er} cas : deuxième phase des travaux de rescindement sans renfort de sol et sans demi-voûte parapluie.
Phase 4, first case : second phase of splitting work without reinforcement of soil and without half vault umbrella.



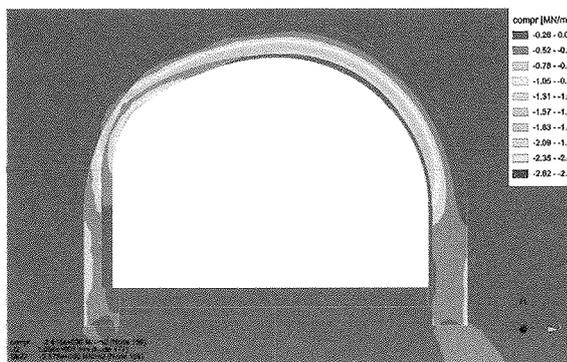
Contraintes de traction

Contraintes de compression

FIG. 14 Phase 4, 3^e cas : deuxième phase des travaux de rescindement sans renfort de sol et avec demi-voûte parapluie.
Phase 4 third case : second phase of splitting work without reinforcement of soil and with half vault umbrella.



Contraintes de traction



Étude expérimentale du comportement d'un pieu isolé sous l'effet de sollicitations horizontales de freinage et de démarrage de circulations ferroviaires

H. MOUSSARD
J.-F. KERSALE

SNCF
Direction de l'ingénierie
Département
des ouvrages d'art
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine Saint-Denis
herve.moussard@sncf.fr
jean-françois.kersale@sncf.fr

Résumé

C'est dans le but d'étudier expérimentalement le comportement d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge latérale de courte durée équivalente à celle de l'effet du freinage d'un convoi sur un pont ferroviaire que le Département des ouvrages d'art de l'ingénierie SNCF a programmé l'exécution d'une campagne d'essais de chargement horizontal en vraie grandeur sur des pieux de fondation d'un viaduc ferroviaire en cours de construction. Le dispositif d'essai et d'instrumentation du pieu isolé mis en œuvre dans le cadre de l'expérimentation porte uniquement sur la mesure des déplacements et des rotations en tête du pieu sous l'effet du chargement horizontal. Les résultats expérimentaux sont analysés, interprétés et confrontés aux résultats d'un calcul théorique prévisionnel basé sur la méthode de construction des courbes de réaction recommandée par le Fascicule 62-Titre V.

Mots-clés : pont ferroviaire, fondations profondes, pieu, chargement latéral de courte durée, déplacement horizontal, courbes de réaction, module de réaction horizontal.

Experimental study of the behaviour of pile foundation under the effect of railway braking lateral load

Abstract

The Department of Civil Engineering of SNCF has studied the mechanical behaviour of a single pile under horizontal loading of short duration that simulates the effect of the braking of a train on a railway bridge. Within a building project, full scale lateral tests were carried out on piles of a railway bridge under construction. The test monitoring equipment used for the single pile only focuses on the measurement of horizontal displacements and rotations of the top of the pile under the effect of the lateral load. The experimental results are analyzed and compared with the results obtained from a design method based on the reaction's curves recommended by Fascicule 62-Titre 5.

Key words: railway bridge, deep foundations, piles, short duration lateral loads, horizontal displacement, p-y curves, soil horizontal reaction modulus.

Introduction

Certaines évolutions technologiques ferroviaires de ces dernières décennies, comme l'accroissement de la vitesse commerciale des circulations ou bien encore la pose de voie en longs rails soudés, ont été accompagnées de l'émergence de nouvelles exigences fonctionnelles pour la voie ferroviaire. Ces exigences s'avèrent particulièrement contraignantes dans le cadre de la conception et du dimensionnement d'infrastructures en interaction avec la voie comme les ponts et les viaducs.

L'Union internationale des chemins de fer (UIC) a établi un certain nombre de vérifications à satisfaire pour s'assurer que sous l'effet des charges d'exploitations ferroviaires, le déplacement de l'ouvrage et de toutes les parties qui le composent, notamment ses appuis et ses fondations, ne sont pas susceptibles de remettre en cause la stabilité de la voie portée, et en conséquence la sécurité des circulations ferroviaires. Parmi les états limites à vérifier, ceux liés aux conditions de déplacement admissible de l'ouvrage et de la voie sous l'effet du freinage des circulations ferroviaires sont le plus souvent prépondérants dans le dimensionnement des appuis des ponts-rails, la réponse des appuis au déplacement sous les sollicitations horizontales étant également fortement dépendante de celle de leurs fondations.

L'appréciation du comportement des fondations sous l'action du freinage des convois constitue donc un enjeu important pour l'ingénieur dans l'approche de la conception d'un pont ferroviaire et dans l'évaluation de son aptitude fonctionnelle ainsi que celle de la voie ferroviaire portée. Et il est évident qu'une mauvaise appréciation du comportement des fondations conduira le plus souvent à des choix structuraux inadaptés soit sous-dimensionnés et conduisant au non-respect des exigences fonctionnelles de l'ouvrage, soit surdimensionnés et occasionnant, de fait, des surcoûts dans la construction de l'ouvrage. Une recherche bibliographique préalable a mis en évidence l'insuffisance, voire l'absence, de données expérimentales sur l'étude du comportement de pieu sous l'effet d'un chargement horizontal de courte durée comparable à celui du freinage d'un convoi ferroviaire (Ambrosino, Bru et Ledoux, 1973 ; Bouafia, 1990 ; Moussard, 2007 ; Remaud, 1999).

C'est dans le but d'étudier expérimentalement le comportement d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge horizontale de courte durée comparable à celle du freinage d'un convoi ferroviaire, mais aussi de confronter les résultats expérimentaux ainsi obtenus aux pratiques réglementaires de calculs que le Département des ouvrages d'art de l'ingénierie SNCF a programmé l'exécution d'une campagne d'essais de chargement en vraie grandeur sur des pieux de fondation d'un viaduc ferroviaire en cours de construction.

L'objectif principal de l'étude expérimentale a été d'évaluer l'influence d'une mise en charge rapide en tête d'un pieu isolé en appréciant les déplacements et les rotations résultants au même niveau. Cet article présente les principaux résultats expérimentaux issus de la démarche de recherche. Dans un premier temps, nous exposons la problématique spécifique relative à la conception et au dimensionnement des ponts-rails et aux principaux critères de stabilité d'une

voie ferroviaire en interaction avec un ouvrage d'art lorsque celle-ci est notamment soumise aux effets de freinage des circulations. La consistance du dispositif expérimental mis en œuvre ainsi que les différents protocoles de chargement des pieux adoptés pour les essais sont ensuite présentés, avant de développer l'analyse et l'interprétation des résultats expérimentaux et leur confrontation à la démarche théorique de prédiction du comportement recommandée par le Fascicule 62-Titre V.

Principe de conception et de dimensionnement des ponts-rails sous l'action du freinage des convois ferroviaires

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art reposent essentiellement sur des règles de justification aux états limites de sécurité structurale et fonctionnelle.

S'agissant des ponts rails, les états limites d'aptitude en service de l'ouvrage sont intimement liés à ceux de la voie ferroviaire portée. Il existe une forte interaction entre la voie et le pont, traduisant d'une certaine manière les conséquences que le comportement de l'un peut avoir sur le comportement de l'autre (Fig. 1). Cette notion d'interaction voie-ouvrage est fondamentale dans l'approche du dimensionnement des appuis et des fondations d'un pont ferroviaire. Maîtriser cette interaction, c'est garantir que le pont sera toujours apte à assurer son usage : supporter la voie exploitée sans que celle-ci ne puisse être sujette à des désordres.

L'Union internationale des chemins de fer a établi un certain nombre de recommandations pour la conception et le dimensionnement des ponts-rails et autres ouvrages ou éléments d'ouvrage interférant avec la voie ferroviaire (Fiche UIC 774-3 R, 2000). En France, comme dans une majeure partie des réseaux ferroviaires étrangers, une grande partie des voies existantes est actuellement équipée de longs rails soudés (LRS), en particulier celles circulées à grande vitesse et à très grande vitesse ($v > 220$ km/h), où il ne se conçoit plus que des voies de ce type. L'évolution technologique majeure que représente la pose de longs rails soudés a été accompagnée de l'émergence de nouvelles exigences sur la stabilité de la voie, notamment lorsque cette dernière est amenée à franchir un ouvrage d'art tel qu'un pont-rails. La présence d'un pont-rails, réputé dilatable et déformable, crée une discontinuité mécanique dans la structure de la voie. Tout mouvement

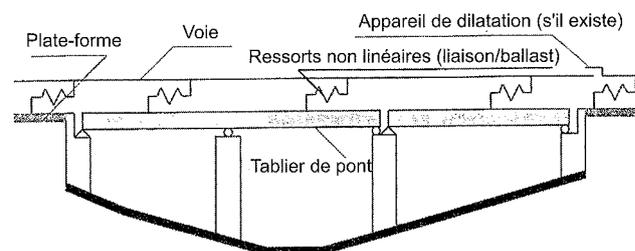


FIG. 1

Schéma structurel de l'interaction voie-ouvrage.

Structural scheme of rail-structure interaction.

de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations, est de nature à entraîner des déformations relatives de la voie ainsi que des contraintes supplémentaires dans les rails, pouvant affecter la sécurité des circulations ferroviaires.

L'effet du freinage (ou du démarrage) de convois ferroviaires sur une voie portée par un pont est modélisé comme une charge linéaire uniformément répartie et appliquée suivant l'axe longitudinal de la voie, au niveau supérieur des rails. L'intensité de la charge longitudinale est déterminée selon le type de convoi de chargement ferroviaire considéré et défini par l'Union internationale des chemins de fer (convois types UIC, SW0 et SW2 ; Référentiel SNCF IN 0032 et Eurocode 1 partie 2).

L'action de freinage est modélisée par une charge linéaire de 20 kN/ml ou 35 kN/ml applicable sur la longueur de la partie d'ouvrage chargée, dans la limite d'un effort total de 6 000 kN selon le type de convoi. L'action de démarrage est modélisée par une charge linéaire de 33 kN/ml applicable sur la longueur de la partie d'ouvrage chargée, dans la limite d'un effort total de 1 000 kN selon le type de convoi. Afin de fixer un ordre de grandeur, on considère généralement que pour les ponts dont la longueur est inférieure à 50 mètres (grande part du patrimoine des ponts ferroviaires), l'intensité des charges horizontales de freinage (ou de démarrage) d'un convoi ferroviaire est équivalente à 25 % environ des charges verticales apportées par ce même convoi.

La prise en compte de l'action du freinage et du démarrage des circulations ferroviaires sur un ouvrage d'art implique le respect de conditions de limitation de déplacement du tablier du pont particulièrement sévères pour satisfaire les exigences d'aptitude en service de la voie ferroviaire. Afin d'éviter tout endommagement ou toute altération de la voie consécutive à d'éventuels mouvements du pont-rails, notamment de ses appuis, sous l'effet du freinage et du démarrage des convois, l'UIC a fixé, selon la constitution de la voie, des états limites de service spécifiques qui se traduisent par une limitation du déplacement entre les rails et le tablier sous les forces de freinage et de démarrage de 5 mm lorsque la voie est continue ou dispose d'un appareil de dilatation à une seule extrémité de l'ouvrage, et de 30 mm lorsque la voie est équipée d'un appareil de dilatation aux deux extrémités de l'ouvrage. Ces états limites spécifiques s'avèrent être le plus souvent une condition prépondérante dans le dimensionnement des appuis des ponts-rails.

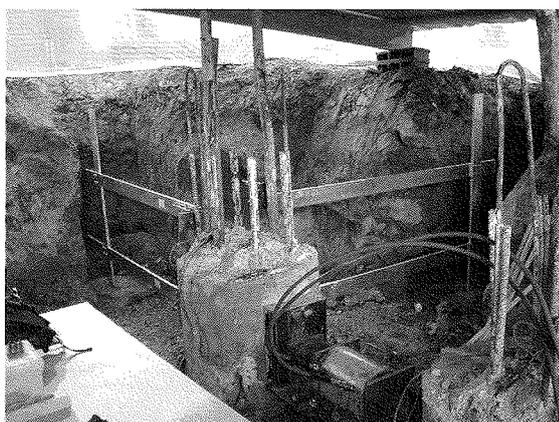
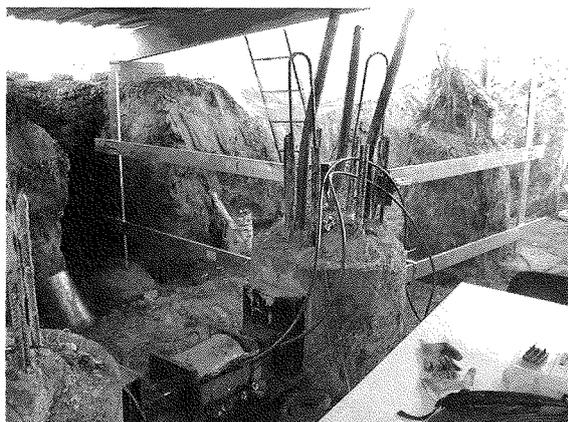


FIG. 2 Photographie de l'aire d'essai.
Pictures of experimentation site.

3

Présentation du site expérimental et de l'instrumentation

3.1

Le contexte du site et les pieux d'essais

Les essais de chargement ont été réalisés sur des pieux de fondation d'un viaduc ferroviaire en cours de construction. Ce viaduc, situé sur la commune de Livry-Gargan (département de la Seine-Saint-Denis), permettant le franchissement de la route nationale RN3, a été construit de mai 2005 à juin 2006. L'expérimentation a été programmée au cours du mois de septembre 2005 lors de la phase d'exécution des fondations de l'ouvrage. Les essais de chargement ont été réalisés sur deux des pieux d'une des piles de l'ouvrage. Ces pieux, de 20 m de longueur et de 700 mm de diamètre, ont été forés tubés et bétonnés à sec.

Préalablement aux travaux de construction du viaduc ferroviaire, une importante campagne d'investigation géotechnique a été réalisée sur le site ; elle a notamment permis de mettre en évidence la présence de terrains superficiels composés de remblais aux caractéristiques mécaniques relativement homogènes jusqu'à 6 m de profondeur.

3.2

La consistance de l'instrumentation

L'objet principal de l'instrumentation mise en place a été de mesurer les déplacements et les rotations en tête des pieux d'essais sous l'effet du chargement. Seule la partie libre hors sol des pieux a été instrumentée (Fig. 2). Les déplacements en tête des pieux ont été mesurés par l'intermédiaire de capteurs potentiométriques d'une course de 100 millimètres et fixés sur des potences en aluminium rigide et réglables. Les appuis des potences ont été scellés dans des plots en béton, ancrés dans le sol et positionnés à une distance suffisamment éloignée des pieux d'essais (environ 2 mètres) pour qu'ils ne soient pas perturbés par le déplacement de ces derniers.

Chaque pieu a été équipé de quatre capteurs de déplacement, dont deux ont été positionnés dans le plan horizontal d'application de l'effort, l'un dans l'axe de l'effort, l'autre dans l'axe perpendiculaire, et deux autres à 50 cm au-dessus de ce plan suivant les mêmes axes (Figs. 3 et 4).

Chaque tête de pieu a été également équipée d'un inclinomètre axial permettant de mesurer l'évolution des rotations au cours de l'application du chargement, suivant deux axes : l'un dans le sens de l'effort, l'autre dans le sens perpendiculaire à l'effort (Fig. 5).

La charge transversale a été appliquée au moyen d'un vérin à double effet de 1 000 kN de capacité et de 150 mm de course, et prenant appui simultanément sur les deux pieux d'essais. La charge appliquée sur chaque pieu a été mesurée par l'intermédiaire de cales dynamométriques disposées entre le vérin et chacun des pieux (Fig. 6).

Les mesures ont été enregistrées en temps réel à l'aide d'une centrale d'acquisition de données pilotée par ordinateur, dotée d'une capacité d'enregistrement de 24 voies de mesures, et permettant l'acquisition de données à la seconde.

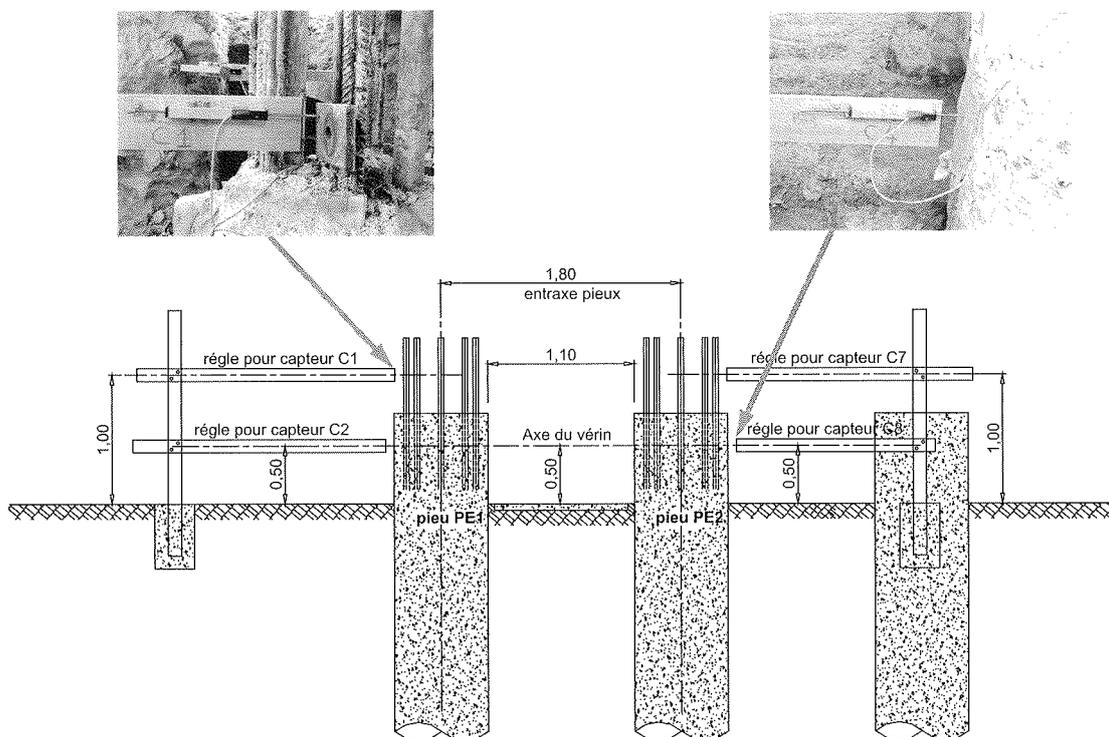


FIG. 3 Plan en profil des pieux d'essais et vue des capteurs de déplacement.
Disposition of experimental piles and view of displacement transducers.

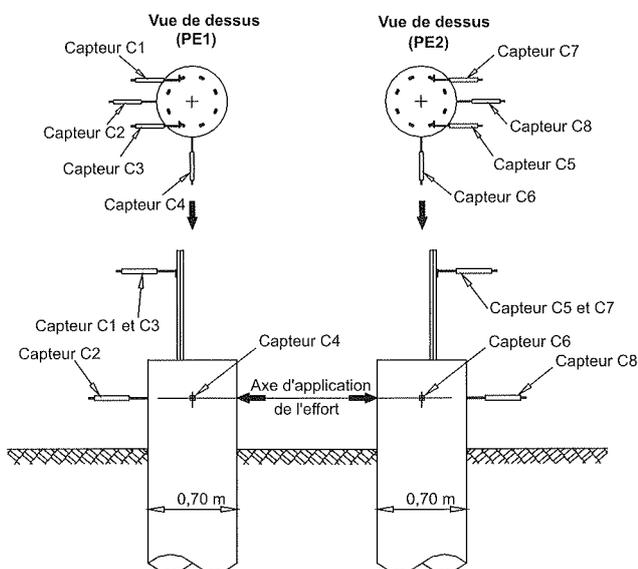


FIG. 4 Disposition des capteurs de déplacement (vue en élévation et vue de dessus).
Disposition of displacement transducers (view in elevation and from above).



FIG. 5 Photographie d'un inclinomètre.
Picture of an inclinometer.

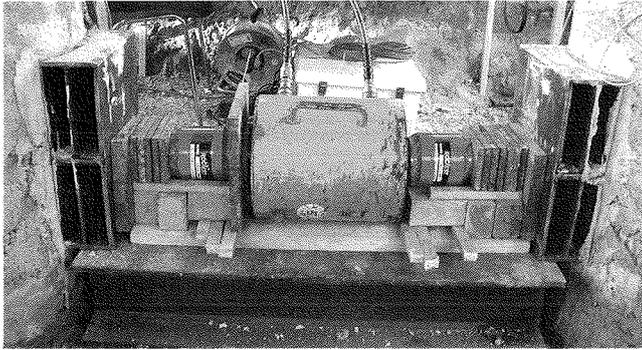


FIG. 6 Photographie du dispositif de chargement.
Picture of a loading setup.

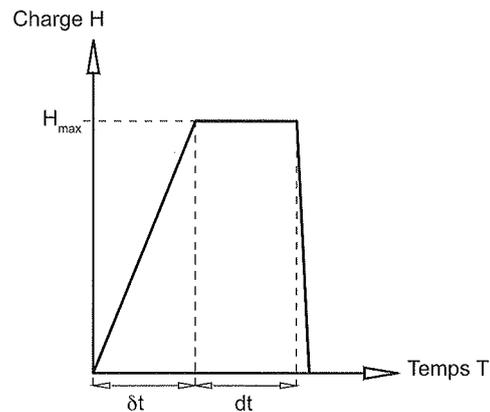
3.2

Les protocoles de chargement d'essai

L'objet de l'expérimentation en vraie grandeur ayant pour but d'étudier le comportement d'un pieu isolé sous l'effet de charges latérales comparables à celles du freinage des convois ferroviaires, le programme de chargement des pieux a été essentiellement orienté sur l'exécution d'essais de courte durée à mise en charge rapide. Afin de ne pas endommager les pieux de l'ouvrage définitif, la charge maximale d'essai a été limitée à un niveau de chargement de 200 kN, tel que le déplacement maximal du pieu soumis à la sollicitation latérale ne dépasse pas une amplitude équivalente à 1 % du diamètre nominal du pieu, soit 7 millimètres.

Dix-huit essais de courte durée à mise en charge rapide (symbole TCD) ont été réalisés suivant un programme de chargement dont le temps de mise en charge (δt) a été compris entre 15 secondes et 10 minutes. Selon le temps de montée en charge, les paliers de chargement ont été maintenus entre 30 à 60 secondes, et la phase de déchargement a été assurée instantanément. L'exercice a été mené à différents niveaux de sollicitation : 50, 100, 150 et 200 kN.

Le tableau I et la figure 7 précisent le principe du protocole de chargement de ce type d'essai. Deux essais statiques de courte durée à mise en charge par paliers (symbole CD) ont été réalisés suivant un programme de chargement – déchargement s'inspirant du principe protocolaire de la norme relative aux essais statiques de pieu isolé sous effort transversal (NF P 94-151). L'effort transversal a été appliqué progressivement en tête du pieu par incréments de charge $\Delta H = H_i/H_{\max}$. Les paliers de chargement ont été maintenus constants pendant une durée dt . La phase de déchargement a été assurée avec un seul palier maintenu pendant une durée de 0,5 dt . Le tableau II et la figure 8 précisent le principe du protocole de chargement de ce type d'essai.



avec

H_{\max} : effort maximal appliqué en tête de pieu

dt : durée d'un palier de charge

δt : durée d'application de l'incrément de charge

FIG. 7 Protocole des essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide.

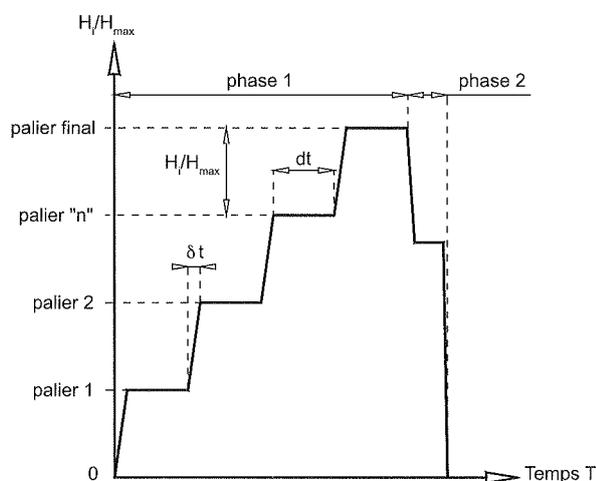
Protocol for tests with quick loading of short-duration.

TABLEAU I Essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide.
Tests with quick loading of short-duration

Intitulé de l'essai	Temps de montée en charge	Charge maximale H_{\max}	Protocole de chargement	
TCD1a TCD1b	15 sec	50 kN	montée en charge à 50 kN en 15 sec	
TCD2a TCD2b	30 sec	100 kN	montée en charge à 100 kN en 30 sec	
TCD3	1 min 30 sec		montée en charge à 100 kN en 1 min 30 sec	
TCD4	3 min		montée en charge à 100 kN en 3 min	
TCD5	1 min		montée en charge à 150 kN en 1 min	
TCD6	1 minute 30 sec	150 kN	montée en charge à 150 kN en 1 min 30 sec	
TCD7	3 min		montée en charge à 150 kN en 3 min	
TCD8	5 min		montée en charge à 150 kN en 5 min	
TCD9	10 min		montée en charge à 150 kN en 10 min	
TCD10	1 min 10 sec		200 kN	montée en charge à 200 kN en 1 min 10 sec
TCD11a TCD11b	1 min 30 sec			montée en charge à 200 kN en 1 min 30 sec
TCD12a TCD12b	3 min	montée en charge à 200 kN en 3 min		
TCD13	5 min	montée en charge à 200 kN en 5 min		
TCD14	10 min	montée en charge à 200 kN en 10 min		

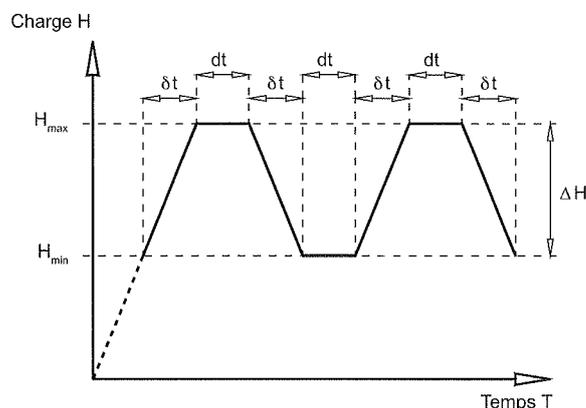
TABEAU II Essais de chargement de courte durée à mise en charge par paliers.
Tests with step loading of short-duration.

Intitulé de l'essai	Temps de mise en charge	Charge maximale H_{max}	Protocole de chargement
CD1	2 h 30 min	200 kN	4 paliers de 30 minutes avec $H_i/H_{max} = 50$ kN
CD2	7 h	200 kN	12 paliers de 30 minutes avec $H_i/H_{max} = 16,6$ kN



avec
 H : effort horizontal appliqué en tête de pieu
 H_{max} : effort maximal appliqué en tête de pieu
 H_i/H_{max} : incrément de charge de H_i/H_{max}
 dt : durée d'un palier de charge
 δt : durée d'application de l'incrément de charge

FIG. 8 Protocole des essais de chargement de courte durée à mise en charge par paliers.
Protocol for tests with step loading of short-duration.



avec
 H_{max} : effort maximal appliqué en tête de pieu
 H_{min} : effort maximal appliqué en tête de pieu
 ΔH : amplitude de la charge cyclique
 dt : durée d'un palier de charge
 δt : durée d'application de l'incrément de charge

FIG. 9 Protocole des essais de chargement cyclique.
Protocol for cyclic loading tests.

Deux essais de chargement cyclique ont été réalisés entre deux niveaux de charge basse et haute, notées respectivement H_{min} et H_{max} , appliquées de manière « non alternées », toujours dans le même sens. Les phases de chargement et de déchargement ont été réalisées sous une durée δt . Les paliers de charges H_{max} et H_{min} ont été maintenus pendant une durée dt . Le tableau III et la figure 9 précisent le principe du protocole de chargement des essais cycliques.

4

Résultats expérimentaux

4.1

Remarques préalables

Au cours de la campagne, les pieux ont été soumis à une série de chargements très rapprochés dans

TABEAU III Essais de chargement cyclique.
Cyclic loading tests.

Intitulé de l'essai	Temps d'essai	Charge minimale H_{min}	Charge maximale H_{max}	Protocole de chargement
CCD1	1 h	67 kN	133 kN	30 cycles H_{min}/H_{max} de 2 min ($\delta t = dt = 30$ sec)
CCD2	3 h 30 min	133 kN	200 kN	100 cycles H_{min}/H_{max} de 2 min ($\delta t = dt = 30$ sec)

le temps. L'enregistrement des mesures a mis en évidence que l'enchaînement des chargements ne permettait pas aux pieux de retrouver leur position initiale à la fin de chaque essai, ni même la position initiale qu'ils avaient avant toute mise en charge. L'exploitation de l'ensemble des données expérimentales a donc dû tenir compte du court temps de relaxation des pieux. Certains résultats d'essais n'ont pu être exploités.

Une autre constatation importante a été relevée au cours de la campagne d'essais : la très nette différence de comportement systématiquement observée entre les deux pieux d'essais lors de leur mise en charge. A niveau de charge équivalent, le déplacement du pieu PE2 étant globalement deux fois moins important que celui du pieu PE1. Cette tendance a été observée sur l'ensemble des essais de chargement et a été attribuée à l'effet de « parasitage » provoqué par la présence d'un autre pieu à proximité du pieu PE2 (Fig. 10). Le pieu PE3 n'étant pas soumis au chargement d'essai, il est vraisemblable que la déformation du sol a été empêchée à la périphérie du pieu PE2 à cause de la

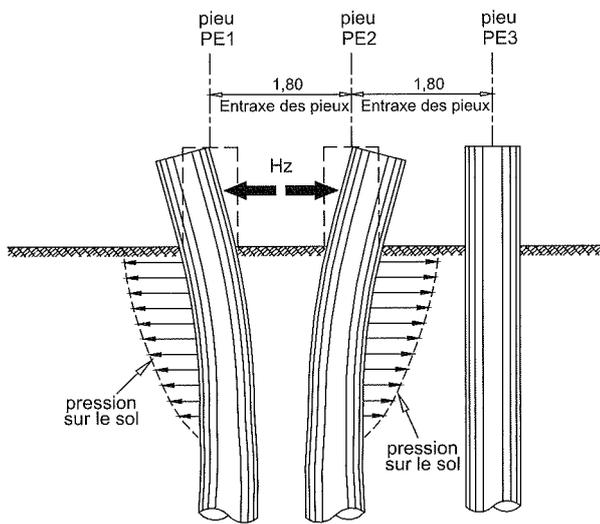


FIG. 10 Schéma de principe de mise en charge des pieux : présence « parasite » du pieu PE3.
 Scheme of pile loading : presence of « parasite » in pile PE3.

proximité du pieu PE3 resté statique, conférant ainsi une raideur du sol plus importante dans cette zone. Seules les données de chargement « non parasitées » sur le pieu PE1 ont donc été exploitées dans le cadre de la recherche expérimentale.

Sur l'ensemble des essais de chargement, l'interprétation conjointe des mesures aux inclinomètres et aux comparateurs a mis en évidence que l'application de l'effort transversal s'est traduit, en tête des pieux,

par un mouvement composé d'une translation et d'une rotation. Une bonne concordance entre les déplacements mesurés aux comparateurs et la rotation évaluée à l'inclinomètre a été également mise en évidence.

4.2

Comportement des pieux lors des essais de chargement de courte durée

L'analyse du comportement expérimental des pieux d'essais soumis à une charge latérale de courte durée s'est faite sur la base, d'une part des essais de chargement à mise en charge par paliers (symbole CD), et d'autre part aux essais de chargement à mise en charge rapide (symbole TCD). Le tableau IV présente, pour chaque essai, les valeurs des déplacements y_1 (positif dans le sens d'application de l'effort) et des rotations θ_y et θ_x en tête des pieux et au niveau du point d'application de la charge (Fig. 11). Les valeurs ont été relevées à l'issue de la montée en charge.

Pour l'ensemble des essais de chargement de courte durée réalisés, les principaux enseignements qui ont été tirés sont les suivants :

- la linéarité des courbes d'effort-déplacement en tête de pieux (Fig. 12) ;
- un accroissement des déplacements et des rotations en tête de pieux en fonction de l'allongement de la durée de montée en charge ; la vitesse de mise en charge est apparue comme un facteur d'influence dans le comportement des pieux sous charges latérales ; cette influence a pu être notamment quantifiée par l'ex-

TABEAU IV Essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide : déplacements et rotations mesurés en tête des pieux d'essais.

Tests with quick loading of short-duration : displacements and rotations measured on top of the experimental piles.

Nom de l'essai	Charge maximale d'essai	Temps de montée en charge	Pieu PE1			Pieu PE2		
			Déplacement y_1 (mm)	Rotation θ_{y_2} (°)	Rotation θ_{x_2} (°)	Déplacement y_1 (mm)	Rotation θ_{y_1} (°)	Rotation θ_{x_1} (°)
CD1	200 kN	7 h	6,39	0,168	0,059	3,70	0,128	0,038
CD2	200 kN	2 h 30 min	7,62	0,168	0,022	3,80	0,112	0,010
TCD1a	50 kN	15 sec	1,31	0,026	0,004	0,50	0,017	0
TCD1b			1,37	0,033	0,003	0,50	0,014	0,009
TCD2 a	100 kN	30 sec	2,41	0,060	0,010	1,00	0,028	0,001
TCD2b			2,42	0,051	0,003	1,00	0,028	0,002
TCD3	100 kN	1 min 30 sec	2,55	0,063	0,006	1,00	0,028	0,008
TCD4	100 kN	3 min	2,83	0,059	0,004	1,10	0,027	0,001
TCD5	150 kN	1 min	3,92	0,079	0,009	1,90	0,051	0,007
TCD6	150 kN	1 min 30 sec	3,95	0,087	0,005	1,90	0,041	0,010
TCD7	150 kN	3 min	3,99	0,090	0,003	1,90	0,043	0,002
TCD8	150 kN	5 min	4,36	0,103	0,007	2,10	0,049	0,014
TCD9	150 kN	10 min	4,76	0,100	0,001	2,10	0,052	0,007
TCD10	200 kN	1 min 10 sec	5,14	0,120	0,006	2,70	0,056	0,003
TCD11a	200 kN	1 min 30 sec	5,24	0,117	0,004	2,70	0,067	0,003
TCD11b			5,17	0,118	0,021	2,70	0,063	0,009
TCD12a	200 kN	3 min	5,31	0,120	0,009	2,60	0,067	0,006
TCD12b			5,43	0,117	0,015	2,70	0,067	0,009
TCD13	200 kN	5 min	5,51	0,126	0,005	2,80	0,067	0,008
TCD14	200 kN	10 min	5,90	0,131	0,002	2,80	0,069	0,004

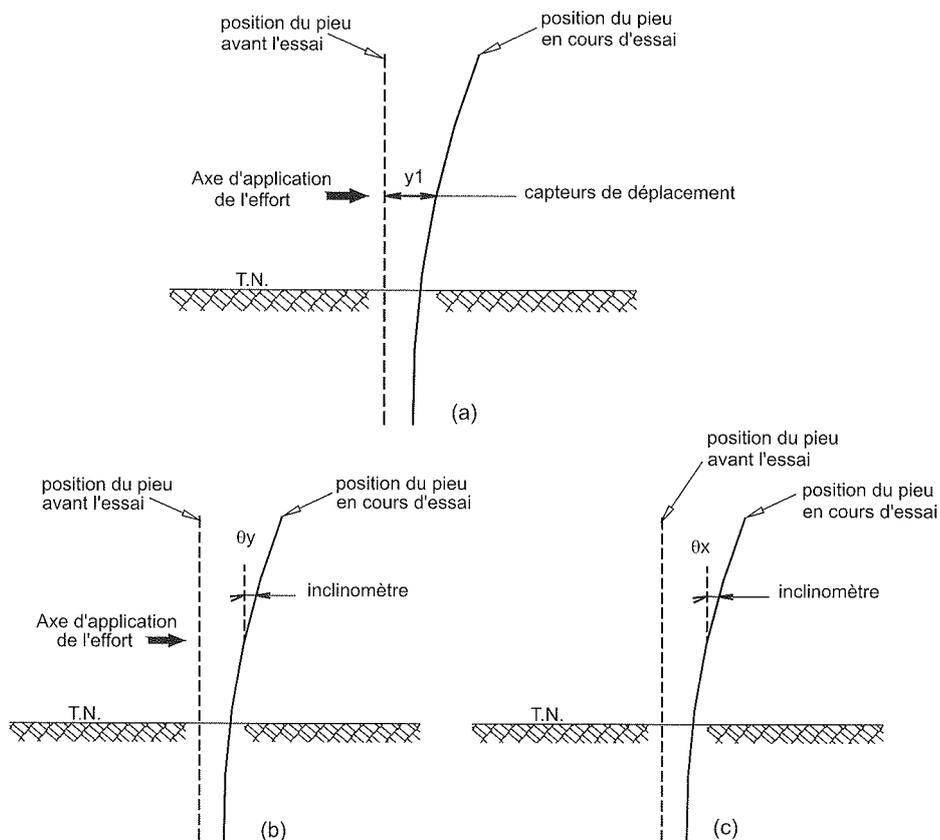


FIG. 11 Disposition des capteurs de déplacement et inclinomètres. Vue en élévation : (a) capteur de déplacement dans le sens de l'effort ; (b) inclinomètre dans le sens de l'effort ; (c) inclinomètre dans le sens perpendiculaire à l'effort.

Disposition of displacement transducers and inclinometers. View in elevation : (a) displacement transducer in the direction of force ; (b) inclinometer in the direction of force ; (c) inclinometer in the direction perpendicular to the force.

pression de raideurs « globales » du système sol-pieu, variables selon le niveau de sollicitation maximale et le temps de montée en charge ;

– à niveau de charge maximale équivalent, le déplacement de la tête des pieux est moins important sous l'effet d'un effort de courte durée à mise en charge rapide (1 minute) que sous l'effet d'un effort de courte durée mise en charge par paliers de plus longue durée (plusieurs heures).

Le système sol-pieu PE1 est donc apparu plus raide pour des sollicitations de courte durée à mise en charge rapide, et il l'a été d'autant plus que la montée en charge fut rapide ; des variations de la raideur du système sol-pieu de l'ordre de 25 % ont été constatées, les déplacements du pieu étant environ 1,25 fois supérieurs pour des temps de mise en charge de plusieurs heures. On peut toutefois relever que la comparaison des déplacements mesurés pour les essais de chargement par paliers (CD1 et CD2) ne vérifie pas totalement ces enseignements expérimentaux. Le fait que l'essai CD2 ait été le premier essai de mise en charge de la campagne peut néanmoins être une explication à cette différence de comportement ; l'essai CD1 étant, quant à lui, réalisé au cours des journées d'essais qui suivirent après qu'un grand nombre de mise en charge ait été effectué. A titre d'exemple, les courbes d'effort-déplacement des essais de chargement à 200 kN appliqué par paliers (courbe CD) et à mise en charge rapide (courbe TCD), pour le pieu PE1, sont représentées sur la figure 12.

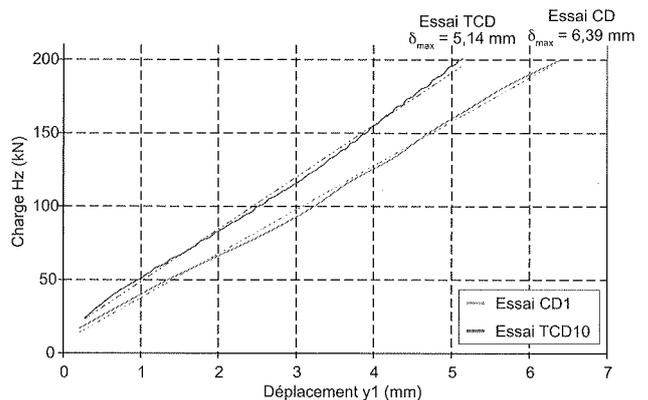


FIG. 12 Courbes effort/déplacement du pieu PE1. Essais CD1 et TCD10. Force/displacement curves. Tests CD1 and TCD10.

4.3

Comportement des pieux lors des essais de chargement cyclique

Les deux essais de chargement cyclique ont été réalisés afin de confronter de manière relative et sommaire leurs résultats à ceux obtenus lors des essais de courte durée pour des niveaux de charge maximale équivalents.

L'exécution de ces essais a permis de dégager un certain nombre d'enseignements :

- l'effet prépondérant des premiers cycles de chargement sur le déplacement des pieux ; une forte augmentation du déplacement en tête de pieu a été constatée dès l'application des premiers cycles (< 5 à 10 cycles) ;
- la relative accommodation des pieux aux effets des cycles dans le temps ; le nombre de cycles appliqué étant toutefois relativement limité ;
- à un niveau de sollicitation équivalent, l'effet d'une charge horizontale cyclique est plus « nocif » que celui d'une charge horizontale statique de courte durée à mise en charge (le plus) rapide (1 minute et 10 secondes).

La figure 13 illustre les deux premiers enseignements expérimentaux cités ci-avant par l'expression de la vitesse de déplacement du pieu en fonction des cycles de chargement. Le tableau V présente, pour chaque essai cyclique, les valeurs de déplacement (y_1) en tête du pieu PE1, au premier et dernier cycle de chargement.

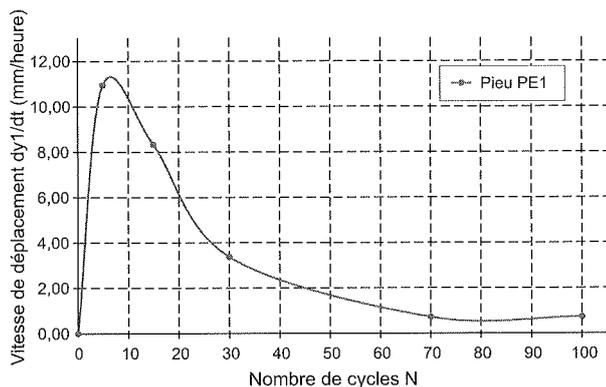


FIG. 13 Essai CCD2 - évolution de la vitesse de déplacement y_1 en tête du pieu PE1 en fonction du nombre de cycles.

Test CCD2 - evolution of displacement rate y_1 on top of pile PE1 as a function of the number of cycles.

5

Confrontation des résultats expérimentaux au calcul théorique prévisionnel

L'étude expérimentale a été également l'occasion de confronter les résultats des essais de chargement en vraie grandeur aux résultats d'une démarche de calcul théorique du comportement d'un pieu isolé sous l'effet du type de chargement considéré. Le calcul théorique a été mené suivant les pratiques réglementaires usuelles de construction des courbes de réaction proposée par Ménard et prescrites par le Fascicule 62-Titre V.

TABLEAU V Essais de chargement cyclique - déplacements mesurés en tête du pieu PE1. Cyclic loading tests - displacement measured on top of pile PE1.

Essai	Temps d'essai	Nb cycles	Pieu PE1 : déplacement y_1 (mm)	
			Premier cycle	Dernier cycle
CCD1	1 heure	30 ($H_{min} = 67$ kN ; $H_{max} = 133$ kN)	3,75	3,90
CCD2	3 h 30 min	100 ($H_{min} = 133$ kN ; $H_{max} = 200$ kN)	5,94	6,72

L'objectif de cette démarche de confrontation a été de voir si l'approche théorique réglementaire conduisait à prévoir correctement le comportement des pieux d'essais observé lors des différentes mises en charge expérimentales.

L'analyse comparative a été menée exclusivement sur la base des données issues des essais de chargement de courte durée (mise en charge par paliers et mise en charge rapide) et seuls les déplacements en tête de pieux, au niveau de l'application du chargement ont fait l'objet de l'analyse.

5.1

Démarche du calcul théorique prévisionnel

La modélisation prévisionnelle a été menée à l'aide du logiciel HADES, programme de calcul développé par le Centre des techniques d'ouvrages d'art du SETRA. Ce logiciel a permis la prise en compte de la réaction latérale élastoplastique du sol en fonction du déplacement des pieux. La quantité significative de sondages et essais réalisés à proximité des pieux d'essais a permis d'établir un modèle de profil géotechnique particulièrement détaillé. La figure 14 présente le profil synthétique de discrétisation des couches de sols complété des caractéristiques pressiométriques de référence qui ont été prises en compte dans la construction du modèle de calcul prévisionnel. On peut remarquer la relative homogénéité des caractéristiques sur les 6 premiers mètres de profondeur, soit environ 3 fois la longueur de transfert l_0 (longueur de transfert : $3 \cdot l_0 = 3 \cdot [4 \cdot E_p \cdot I_p / B \cdot E_s]^{0,25} = 6,5$ m, avec un module instantané de déformation du pieu de l'ordre de 10 000 MPa) : de 56,5 à 50,5 m NGF : $11,25 \leq E_M \leq 15,50$ MPa ; $0,56 \leq p_f^* \leq 0,75$ MPa ; $0,90 \leq p_1^* \leq 1,08$ MPa.

Considérant que le Fascicule 62-titre V assimile l'effet des efforts de freinage de convois ferroviaires à des sollicitations de « courte durée », nous avons retenu, dans le cadre de l'étude prévisionnelle, une loi d'interaction bi-linéaire (Fig. 15) à deux pentes définie par un segment de droite passant par l'origine et de pente $2 \cdot E_s$ et un palier plastique limité à la pression de fluage $P_f = B \cdot p_f$. Pour chaque couche de sol, des courbes de réaction spécifiques et indépendantes ont été définies à partir de valeurs du module de réaction E_s exprimé en kN/m³ et défini par la formule suivante :

$$E_s = \frac{18}{4 \cdot (2,65 \cdot \frac{B}{B_0})^\alpha \cdot \frac{B_0}{B} + 3\alpha} \cdot E_M \text{ avec } B < B_0 \quad (1)$$

où :

E_M est le module pressiométrique (MPa) ;

α est le coefficient rhéologique du sol ;

B_0 est le diamètre de référence égal à 0,60 m ;

$B = 0,70$ m : diamètre ou largeur frontale du pieu.

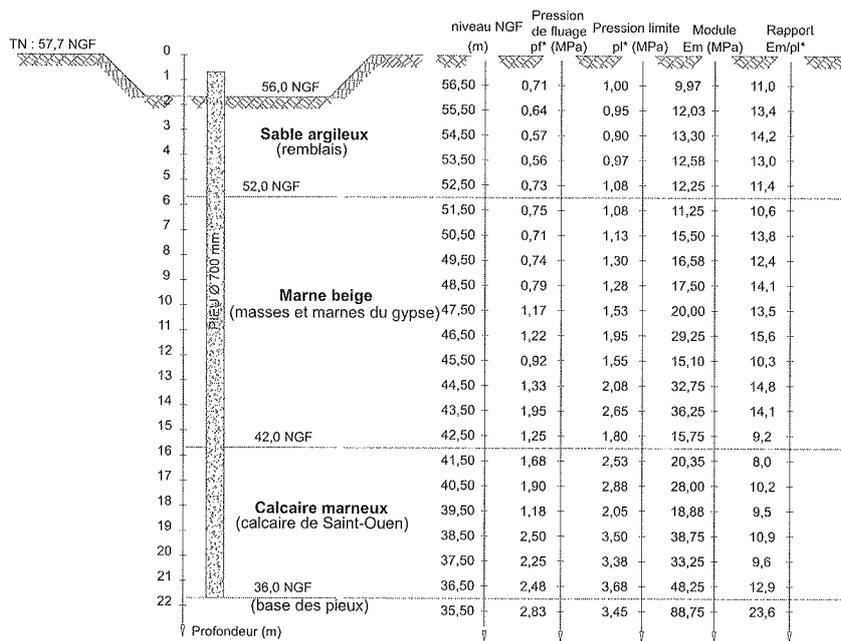


FIG. 14 Profil géotechnique synthétique de discrétisation des couches de sol ; (a) discrétisation des couches de sol ; (b) caractéristiques pressiométriques de référence des sols.
 Synthetic geotechnical profile of soil layer discretisation ; (a) discretisation of soil layers ; (b) reference pressiometer characteristic of soils.

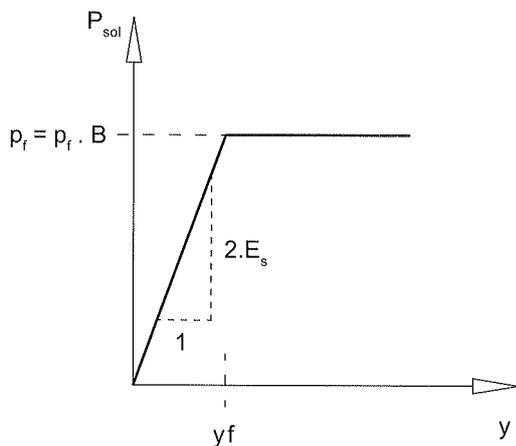


FIG. 15 Loi de mobilisation de la réaction du sol pour des sollicitations de courte durée.
 Mobilisation law of soil reaction for short-duration loading.

Les valeurs de pression de fluage p_f de certaines couches ont été réduites sur les premiers mètres pour tenir compte de l'effet de surface. Le tableau VI présente les paramètres (E_s , P_f et y_f) de construction des courbes de réaction retenus pour chacune des couches considérées.

La raideur du pieu a été modélisée en considérant un module de déformation longitudinale instantanée du béton pour un chargement de type application rapide, et un module de déformation différée du béton pour un chargement de type application par paliers. L'ensemble des résultats est présenté sous la forme de courbes d'évolution des déplacements du pieu d'essai PE1 suivant la profondeur et en fonction du niveau de chargement latéral (Fig. 16).

Les courbes d'évolution du déplacement du pieu sont caractérisées par :

- une zone de mobilisation de la butée du sol jusqu'à 3,5 mètres de profondeur environ, où les déplacements du pieu sont maximaux en tête, puis dégressifs jusqu'à 3,50 m ;
- un point d'inflexion situé à 3,5 m où les déplacements sont nuls ;
- une zone de mobilisation de la contre-butée du sol entre 3,5 et 9,0 de profondeur environ, où les déplacements du pieu sont relativement faibles, et s'annulent vers 10 mètres de profondeur.

On constate que l'influence du chargement sur le pieu se dissipe très rapidement au-delà de 7 m de profondeur (environ 3.1.) ce qui est conforme au constat usuel.

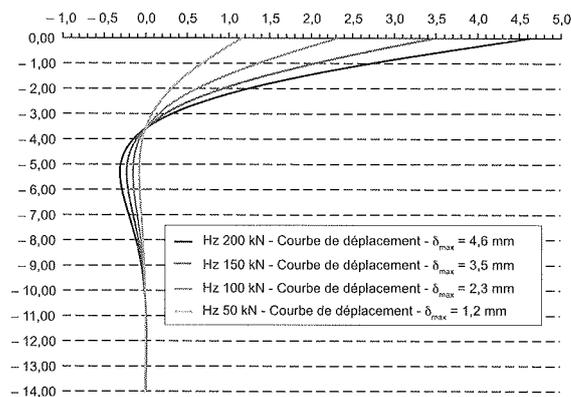


FIG. 16 Pieu PE1 - courbe d'évolution des déplacements du pieu.
 Pile PE1 - displacement evolution curve of the pile.

TABLEAU VI

Paramètres de construction des courbes de réaction par couches.
Parameters used for establishing reaction curves in layers.

N° couche	Cote d'essai (NGF)	Module de réaction Courte durée $2.E_s$ (kN/m ³)	Palier de réaction de fluage $\lambda_{c,p}$ (kPa)	Déplacement horizontal y_f (mm)
1	couche fictive 56,5 à 56	0	0	0
2	56 à 54	85 868	423	4,9
3	54 à 52	84 775	640	7,5
4	52 à 50	74 123	725	9,8
5	50 à 48	94 420	765	8,1
6	48 à 46	136 469	1 196	8,8
7	46 à 44	132 589	1 120	8,4
8	44 à 42	144 089	1 600	11,1
9	42 à 40	165 144	1 788	10,8
10	40 à 38	196 823	1 840	9,3
11	38 à 36	278 371	2 363	8,5
12	36 à 34	584 066	3 225	5,5

5.2

Confrontation des résultats du calcul prévisionnel aux données expérimentales

La confrontation des résultats a été menée à partir des essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide et à mise en charge par paliers. Seul le déplacement en tête du pieu PE1, au niveau de l'application du chargement a été l'élément de comparaison. L'analyse comparative sur les essais de courte durée à mise en charge rapide a été menée pour les quatre niveaux de sollicitation : 50, 100, 150 et 200 kN. Les valeurs expérimentales de déplacements du pieu PE1 prises en compte sont celles issues des essais pour lesquelles les temps de montée en charge ont été les plus courts. Le tableau VII présente les valeurs de déplacement résultantes du calcul et des essais.

Les déplacements horizontaux en tête de pieu calculés à partir du modèle de prévision de Ménard ne sont que très légèrement sous-estimés par rapport à ceux obtenus expérimentalement. Les écarts respectifs entre le calcul et l'expérience sont au maximum de l'ordre de 15 %. Les écarts sont suffisamment faibles pour considérer que le modèle de calcul proposé par Ménard se révèle satisfaisant pour la prévision du comportement du pieu isolé PE1 pour des sollicitations de courte durée à mise en charge rapide. Ces écarts sont à l'échelle des incertitudes que l'on peut avoir sur la méthode de calcul et la détermination des paramètres tels que ceux relatifs aux caractéristiques des sols et du pieu, ou bien encore sur la discrétisation du modèle.

L'analyse comparative sur les essais de courte durée à mise en charge par paliers a quant à elle été menée à partir des deux seuls essais réalisés CD1 et CD2 à un niveau de chargement de 200 kN (respectivement 7 heures et 2 h 30 minutes de mise en charge). La confrontation a été également menée à partir des déplacements mesurés en tête du pieu PE1. Les valeurs expérimentales obtenues sont respectivement de 6,39 mm pour l'essai CD1, et de 7,62 mm pour l'essai CD2 alors que le calcul prévisionnel mené sous le logiciel HADES a donné une valeur du déplacement du pieu égale à 4,63 mm. Il est apparu donc clairement que le calcul prévisionnel a abouti à une sous-estimation assez nette des déplacements horizontaux en tête de pieu. Les écarts relatifs entre le calcul et l'expérimentation ont été de l'ordre de 38 % pour l'essai CD1 et de 65 % pour l'essai CD2. L'approche théorique réglementaire n'a donc pas pu être considérée comme satisfaisante pour la prévision du comportement du pieu isolé PE1 sous des sollicitations de courte durée à mise en charge par paliers. De plus, ces résultats ont montré que l'approche de calcul prévisionnel adoptée n'était pas sécuritaire : les déplacements calculés étant sous-évalués par rapport aux résultats expérimentaux.

On se gardera de généraliser les résultats de cette analyse comparative étant entendu qu'ils ne sont représentatifs que du caractère particulier de notre expérimentation : pieux d'essais en béton armé de diamètre 700 mm, forés tubés et bétonnés à sec dans un sol sablo-argileux avec des protocoles spécifiques de mise en charge.

TABLEAU VII

Valeurs de déplacement expérimentales et de calcul en tête du pieu PE1 pour les essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide.

Displacement values from experiments and calculation for the top of pile PE1 during the tests with quick loading of short duration.

Charge horizontale Hz	50 kN	100 kN	150 kN	200 kN
Déplacement horizontal en tête de pieu : valeurs expérimentales	1,34 mm essai à 15 sec (TCD1)	2,42 mm essai à 30 sec (TCD2)	3,92 mm essai à 1 min (TCD5)	5,14 mm essai à 1 min (TCD10)
Déplacement horizontal en tête de pieu : valeurs calculées HADES	1,16 mm	2,32 mm	3,48 mm	4,63 mm

Cependant, il est intéressant de souligner la concordance des enseignements de notre étude avec ceux d'autres expérimentations similaires en vraie grandeur sur des pieux sollicités par des charges de courte durée (mise en charge par paliers avec des temps supérieurs à plusieurs heures). On peut citer notamment les expérimentations successives menées sur les pieux d'essais du site de Plancoët en Bretagne par Baguelin et Jézéquel en 1972 et par Hadjadji en 1993. Les résultats de celles-ci ont également mis en évidence que pour une charge horizontale statique de courte et de longue durée, les courbes de réaction P-y construites selon le Fascicule 62-Titre V étaient trop raides et conduisaient à une nette sous-estimation des déplacements horizontaux réels des pieux d'essais.

Comme Hadjadji (1993) a pu le réaliser dans le cadre de son étude expérimentale, nous avons mené une même démarche « inverse » de calcul en calant les valeurs théoriques des modules de réaction des différentes couches de sols du modèle de manière à obtenir les déplacements et rotations obtenus expérimentalement. En procédant ainsi, nous avons pu mettre en évidence qu'avec un abattement global sur les modules de réaction E_s de toutes les couches de sol, de l'ordre de 40 % pour l'essai CD1, et de 50 % pour l'essai CD2, le calcul inverse conduisait à une bonne prédiction du comportement expérimental du pieu. Autrement dit, une approximation correcte des déplacements horizontaux en tête de pieu a été obtenue en divisant par un facteur proche de 1,5 à 2 le module de réaction E_s déterminé selon l'approche du Fascicule 62-Titre V pour toutes les couches de sol du modèle.

6

Conclusion

Le principal objet de l'expérimentation en vraie grandeur ayant pour but d'apprécier le comportement d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge latérale comparable à celle de l'effet du freinage ou démarrage de convois ferroviaires agissant les ponts-rails, l'effort expérimental a été essentiellement porté sur l'exécution d'essais de chargement de courte durée à mise en charge rapide (de 15 secondes à 10 minutes).

Pour des essais réalisés, l'analyse des résultats expérimentaux a mis en évidence que la vitesse de mise en charge était un facteur d'influence dans le comportement du pieu. A niveau de charge égal, le système sol-pieu est apparu d'autant plus raide que la sollicitation fut appliquée rapidement. Le nombre significatif d'essais réalisés a permis d'obtenir une bonne représentativité des résultats.

La confrontation des résultats expérimentaux aux démarches de calculs théoriques ont montré que pour des sollicitations latérales de courte durée, à mise en charge rapide d'une durée de l'ordre de 15 à 60 secondes, l'approche de calcul du Fascicule 62-Titre V se révélait satisfaisante dans la prévision du comportement expérimental du pieu isolé.

Pour des sollicitations latérales de courte durée et par paliers d'une durée de l'ordre de 2 à 7 heures, le calcul théorique a montré que pour prévoir de manière satisfaisante le déplacement horizontal mesuré expérimentalement en tête du pieu isolé, il était nécessaire de diviser par 1,5 à 2 la valeur du module de réaction de courte durée déterminé selon les règles du Fascicule 62-Titre V ; cet abattement sur la valeur du module de réaction de « courte durée » aboutissant par équivalence à la valeur approchée d'un module de réaction de « longue durée ».

La représentativité de ces résultats est bien évidemment limitée aux conditions expérimentales du site et à la spécificité des essais de chargement réalisés, mais ils confortent plus qu'ils ne remettent en cause la démarche usuellement adoptée pour le calcul des pieux de fondation d'ouvrage d'art soumis à des efforts de freinage et démarrage des circulations ferroviaires.

Le caractère exploratoire de notre étude expérimentale appelle nécessairement le développement de nouveaux projets de recherche orientés sur la même problématique par la multiplication des configurations d'essais (site, type de pieu, chargement...), la densification de l'instrumentation, la réalisation de nouveaux essais en vraie grandeur sur des fondations d'ouvrages ferroviaires en cours de construction ou sur modèles réduits, l'instrumentation d'ouvrages en grandeur réelle et en service.

Bibliographie

- Ambrosino R., Bru J.-P., Ledoux J.-L. – Comportement des pieux sollicités horizontalement. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 67, 1973, p. 151-167.
- Baguelin F., Jézéquel J.-F. – Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 62, 1972, p. 129-170.
- Bouafia A. – *Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse*. Thèse de doctorat de l'université de Nantes-École nationale supérieure de mécanique, 1990, 326 p.
- Eurocode 1 – Actions sur les structures, Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic. NF EN 1991-2, 2004.
- Fascicule 62-Titre V – Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports. Textes officiels, n° 93-3, 1993, 182 p.
- Fiche IUC n° 774-3 R (Union internationale des chemins de fer) – Interaction voie/ouvrage d'art, recommandations pour les calculs, 2000, 72 p.
- Hadès – Manuel d'utilisation du logiciel version 5.5b, SETRA-CTOA, août 2002.
- Hadjadji T. – *Analyse du comportement expérimental des pieux sous chargement horizontaux*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 1993.
- Moussard H. – *Étude expérimentale du comportement d'un pieu isolé sous charge latérale de très courte durée, application aux fondations d'ouvrages d'art ferroviaires sollicitées par des actions de freinage*. Mémoire ingénieur CNAM Paris, 2007.
- Norme NF P 94-151 – Essai statique de pieu isolé sous effort transversal, 1993.
- Référentiel SNCF IN 0032 – Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art et autres constructions, 1995.
- Remaud D. – *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat de l'université de Nantes, 328 pages, 1999.

Confortement des ouvrages en terre par la technique du clouage vertical sur le réseau ferré national

V. TALFUMIÈRE

SNCF

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

vincent.talfumiere@sncf.fr

Résumé

Les ouvrages en terre sur le réseau ferré français sont le siège de désordres dont l'évolution peut à terme menacer la sécurité et la régularité des circulations ferroviaires. Depuis plus de 30 ans, la SNCF a développé avec le LCPC des techniques de confortement par clouage vertical battu ou foré (clous unitaires) qui permettent de s'affranchir de l'achat de terrains et de stabiliser des surfaces de rupture profondes pouvant concerner le sol support. Le confortement est dimensionné à partir de la méthode des modules de réaction ; le pieu va se déformer et il se crée un effort résistant au niveau de la surface de rupture qui va s'opposer au mouvement des terrains pris dans le glissement. Il faut attendre que le sol se déforme pour que le confortement soit actif donc des déplacements résiduels après travaux sont observés. Cet article précise la méthode de dimensionnement à partir d'essais pressiométriques, dans le contexte d'une infrastructure ferroviaire (dimensionnement intégrant les déformations admissibles de la voie, les sujétions de réalisation, etc.). Un exemple de confortement est présenté comprenant les différentes phases d'étude, les travaux avec leurs contraintes de mise en œuvre, et les contrôles nécessaires.

Mots-clés : infrastructure ferroviaire, confortement par clouage, essai pressiométrique, méthode de dimensionnement, contrôle.

Reinforcement of earthworks by vertical nailing technique in the national railway network

Abstract

The earthworks on the French railway network undergo disorders whose evolution can in the long term threaten the safety and regularity of railway traffics. Since more than 30 years, the SNCF has developed with the LCPC the techniques of reinforcement by beaten or drilled vertical nails (unit nails), that make it possible to avoid land acquisition and to stabilize deep failure surfaces that could involve sub-soils. The reinforcement is designed using the method based on the modulus of reactions; the pile will deform so that it creates an effort resistant to the failure surface and opposed to the sliding movement. It should be waited until the ground deforms so that the reinforcement becomes active; thus residual displacements after earthwork are observed. This paper specifies the design method based on the pressiometer tests, in the context of a railway infrastructure (dimensioning integrating the admissible deformations of the railway, operation subjection, etc.) an example of reinforcement is presented, including the various phases study; the earthwork with their operation constraints; and the needed controls.

Key words: railway infrastructure, reinforcement by nailing, pressiometer test, designing method, control.

Introduction

Les ouvrages en terre sont susceptibles de voir leur condition de stabilité s'altérer avec le temps, à cause de facteurs internes ou externes, qui peuvent entraîner des déformations irréversibles avec détérioration de la géométrie de la voie ferrée. Lorsque le désordre est détecté, un suivi des mouvements affectant l'ouvrage en terre est entrepris par la SNCF, à qui RFF, propriétaire du réseau, en délègue la maintenance en tant que GID (gérant de l'infrastructure délégué). En fonction de l'évolution du site, des travaux sont définis et réalisés afin de traiter l'ouvrage préventivement avant une éventuelle accélération qui aurait des conséquences sur la régularité ou sur la sécurité des circulations ferroviaires.

Le patrimoine ouvrages en terre du réseau ferré national est constitué d'une multitude de types d'ouvrages (remblais, déblais meubles ou rocheux, ouvrages en profil mixte...) intégrés dans un environnement particulier et évolutif (urbain, contexte hydraulique, versant rocheux, infrastructures accolées, zones de cavités...). C'est la raison pour laquelle lorsque cet ouvrage subit des mouvements et doit faire l'objet d'un traitement, une multitude de critères et de contraintes président au choix de la solution confortative.

Ce choix doit aussi tenir compte de la particularité du domaine ferroviaire par rapport aux autres infrastructures de transport :

- les contraintes propres aux circulations ferroviaires (nécessité de maintenir le trafic) ;
- les difficultés d'accès (choix de techniques et de matériels adaptés) ;
- la nécessité de garantir la sécurité des biens et des personnes transportés (contrat entre la SNCF et le voyageur) ;
- l'utilisation de méthodes de confortement et de prescriptions d'exécution adaptées au contexte spécifique de l'exploitation ferroviaire.

Les ouvrages en terre qui sont le siège de désordres sont recensés, connus et suivis. Ils font l'objet d'un classement (ouvrages en terre sensibles), qui suivant le référentiel interne à la SNCF, entraîne la rédaction d'une fiche signalétique descriptive de l'ouvrage en terre et la réalisation d'une visite détaillée au maximum quinquennale permettant d'observer l'évolution du site et de faire le point sur les suivis (inclinométriques, piézométriques, topographiques, etc.) de l'ouvrage à un instant t. Une surveillance, des travaux d'entretien ou de régénération sont préconisés suite à cette visite ou suite à une expertise nationale.

Parmi l'ensemble des techniques de confortement, il peut être recommandé de traiter l'ouvrage par clouage vertical battu ou foré qui est une solution couramment utilisée dans le domaine ferroviaire, et dont les premiers développements datent du début des années 1980 en collaboration avec le LCPC (Cartier, 1986 ; Frank, 1994). Le premier site expérimental a été étudié en 1982 au niveau du remblai de Boussy-Saint-Antoine où le confortement par pieux de gros diamètres (800 mm) a été suivi en phase de réalisation et dans la phase de stabilisation durant les années qui ont suivi. Il a été démontré une diminution très importante des mouvements affectant l'ouvrage dans les deux années après travaux de confortement. La méthode du clouage

vertical a vu une utilisation croissante dans le domaine ferroviaire de par la configuration des sites à conforter :

- accès souvent difficiles ;
- absence d'emprises en pied, parfois contexte urbain ;
- bonne adaptation du procédé pour des glissements de versant, ou dans un contexte de glissement sur sols compressibles.

Dans la suite de l'article, cette méthode est décrite plus précisément, en prenant en exemple le traitement d'un remblai sur versant.

2

Exemple du confortement du remblai des Bas

2.1

Présentation

La ligne ferroviaire de Mantes-la-Jolie à Cherbourg traverse la Haute et la Basse-Normandie sur environ 300 km et constitue la desserte Paris-Cherbourg. C'est une ligne à double voie qui a été électrifiée en 1996, avec augmentation des vitesses jusqu'à 200 km/h sur certains tronçons. Pour améliorer la fluidité du trafic dans le cadre de cette modernisation, des installations permanentes de contresens ont été mises en place, constituées d'un appareil d'aiguillage pour passer d'une voie sur l'autre tous les 20 à 30 km et d'une signalisation adaptée.

Au niveau du hameau des Bas, au km 203, à 13 km à l'ouest de Lisieux (plan de situation en figure 1), la plate-forme ferroviaire est établie en remblai sur versant, d'une hauteur de 2 à 3 m côté gauche (amont) et de 7 m de hauteur côté droit (aval). La vitesse maximum sur ce secteur est de 150 km/h. Un appareil de voie se situe juste dans la zone concernée pour passer d'une voie sur l'autre. Le contexte géologique de cet ouvrage en terre est très défavorable ; il repose en effet sur des marnes de l'Oxfordien de très mauvaise qualité qui ont entraîné de nombreux désordres sur le tronçon de ligne entre le km 199 et le km 207, où l'on ne recense pas moins de 15 parties d'ouvrages sensibles.

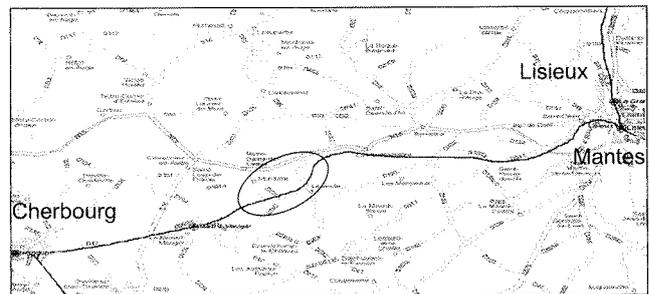


FIG. 1 Plan de situation de la zone instable.
Location of the instable zone.

Détection et expertise des désordres

Les désordres affectant cet ouvrage ont été détectés en 2000, suite au passage de la voiture Mauzin (qui enregistre la géométrie de la voie). Un suivi du nivellement des deux voies a été entrepris par l'établissement Infrastructure de Caen, qui a montré le tassement d'une des deux voies (la voie côté droit aval) sur une soixantaine de mètres.

Une expertise sur site a été menée par le service Ouvrages en terre de la direction de l'Ingénierie pour diagnostiquer les désordres. Cette expertise consistait à :

- examiner l'ensemble des indices de désordres dans les emprises ferroviaires, mais également, à proximité des emprises, dans l'environnement ; cette visite se fait après un débroussaillage partiel ou total de l'ouvrage ou en période hivernale, afin d'optimiser les observations ;
- corréler les évolutions des suivis avec les observations faites lors de l'expertise ;
- préconiser des suivis complémentaires et/ou une instrumentation avec reconnaissance des sols préalables pour expliquer les phénomènes affectant l'ouvrage en terre ;
- définir des mesures de surveillance de l'ouvrage (fréquence de visite intermédiaire, fréquence des suivis, conditions de surveillance en période d'intempéries) et les travaux éventuels d'entretien ou de régénération à engager.

L'expertise a permis d'observer la présence de (voir Figs. 2 à 5) :

- un affaissement prononcé de l'accotement de la plateforme (appelé « piste » dans le vocabulaire ferroviaire) au droit des désordres mesurés en voie ;
- un déversement des supports caténaires (supports métalliques dont la fondation en béton a une profondeur de l'ordre de 2 mètres sous la piste et situés tous les 50 à 60 m, portant le fil caténaire où un courant alternatif 25 000 V circule) situés dans la zone de tassement ;
- des déformations (gonflements et bourrelets) dans le champ à l'aval de l'ouvrage en terre, le tout dans un contexte de versant moutonné ;
- un drainage amont étanche (béton) en bon état ;
- un drainage aval mal marqué ;
- des confortements existants de part et d'autre de l'ouvrage instable, datant de plusieurs dizaines d'années, montrant l'activité du site par le passé.

2.3

Suivis de l'ouvrage

2.3.1

Suivi topographique

Lorsqu'un Ouvrage en terre évolue, il est nécessaire de suivre le nivellement des voies affectées par ce mouvement et de les remettre à niveau par introduction de



FIG. 2 Vue générale du site au niveau de l'appareil d'aiguillage.
Overall view of the site at referral device.



FIG. 3 Vue générale des désordres.
Overall view of damages.

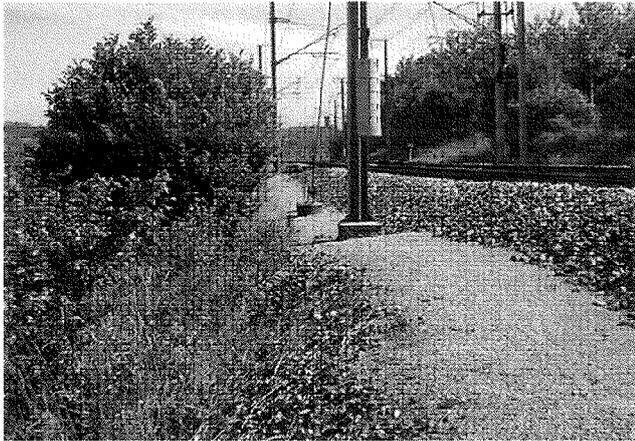


FIG. 4 Vue de l'affaissement prononcé de la piste.
View of significant settlement of track.



FIG. 5 Vue des bourrelets à l'aval du remblai dans le versant.
View of beads in downstream of the embankment in the slope.

ballast sous les traverses, intervention mécanique que l'on appelle bourrage. Pour suivre au mieux ces mouvements, il est nécessaire de faire un levé topographique de l'altitude des files de rail avant l'intervention de bourrage puis d'en faire un deuxième après cette intervention ; la différence sera représentée sur un graphique qui comptabilisera par une cumulée l'ensemble des informations sur un même secteur. Ce graphique permet d'obtenir l'extension de la zone de désordres et son activité en fonction du temps (Fig. 6). Les mouvements montrent une activité importante avec un tassement de 7 mm par mois, sur les deux files de rail de la voie droite (côté aval).

L'instrumentation de l'ouvrage en terre en inclinométrie et en piézométrie sur le ou les profils les plus défavorables (ceux qui sont le siège des mouvements les plus importants, Fig. 7) est également réalisée.

2-3-2

Suivi inclinométrique

Les tubes inclinométriques posés en 2002 ont été suivis tous les quatre mois ; le résultat de ces mesures montre :

- sur le tube I1 côté gauche de la plate-forme en piste : pas de mouvement (Fig. 8) ;
- sur le tube I2 côté droit en piste : une rupture active à 5 m de profondeur (Fig. 9) ;
- sur le tube I3 en pied de talus côté droit : une rupture active à 3 m de profondeur (Fig. 10) ;
- sur le tube I4 à 20 m à l'aval du pied de talus dans le champ riverain : une rupture active à 3,50 m de profondeur (Fig. 11).

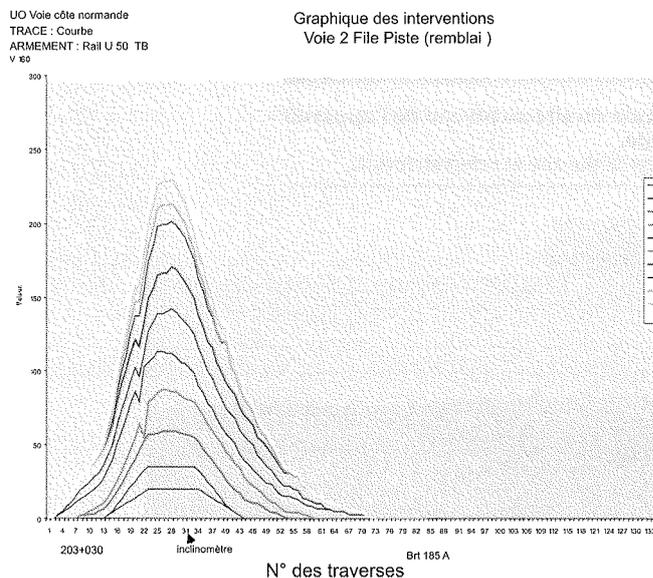
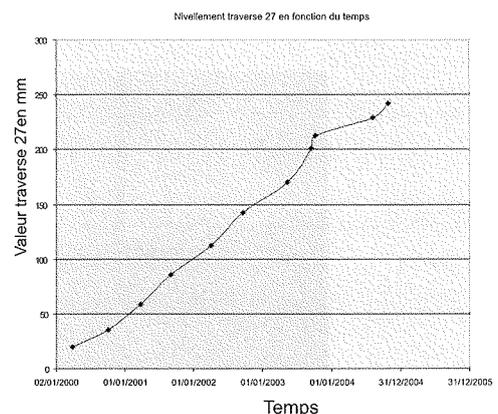


FIG. 6 Graphique de cumulées de reprises de nivellement sur le site instable et évolution en fonction du temps.

Plot of cumulative level retrieving at the instable site and its evaluation *versus* time.



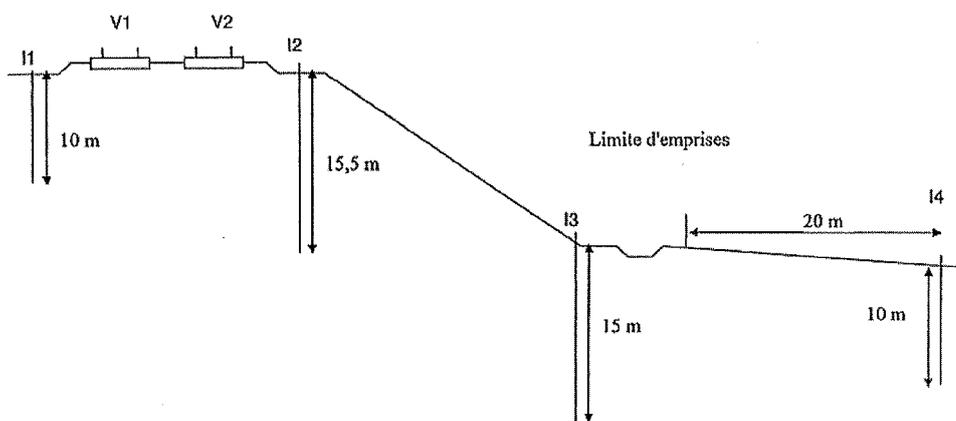


FIG. 7 Plan d'implantation de l'instrumentation inclinométrique.
Locations of inclinometers.

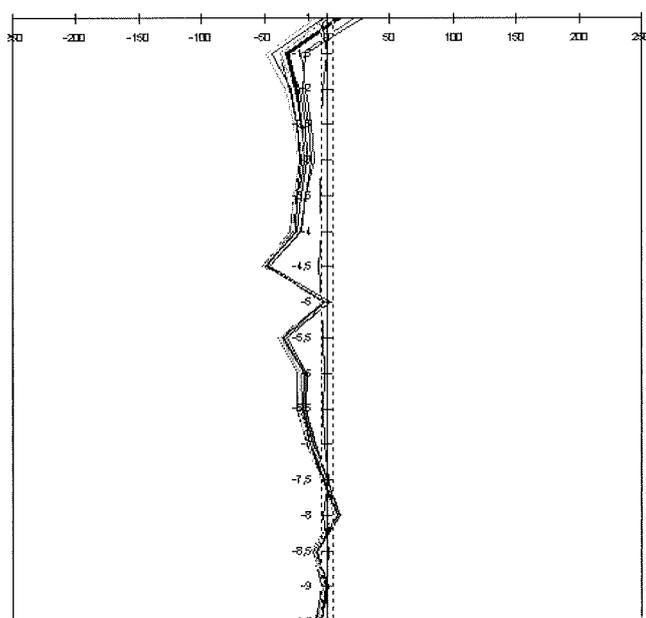


FIG. 8 Dépouillement angulaire du tube inclinométrique I1 (côté gauche amont).
Angular interpretation of tube inclinometer I1 (left side upstream).

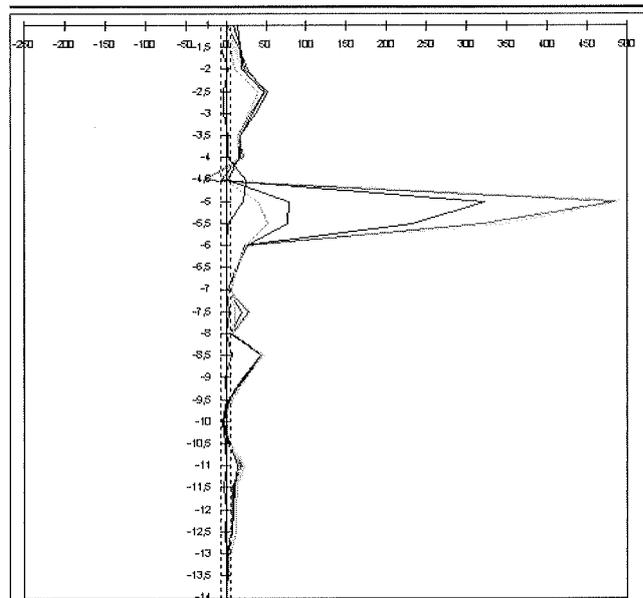


FIG. 9 Dépouillement angulaire du tube inclinométrique I2 (côté droit en piste).
Angular interpretation of tube inclinometer I2 (right side on track).

Le déplacement latéral moyen des 3 tubes, côté droit, est de 5 mm par mois, ce qui est important pour ce type d'ouvrage et compte tenu de la période de mesure (1 an et demi).

2.4

Décision de traitement

Plusieurs critères nous ont amenés à envisager un traitement rapide de l'ouvrage en terre sur l'ensemble de la zone montrant des indices de désordres, à savoir une centaine de mètres linéaires de plate-forme :

- forte activité des mouvements affectant le site (7 mm/mois en topographie et 5 mm/mois en inclinométrie) ;

- contexte de glissement dans un versant instable avec existence d'un appareil de voie pris dans le glissement (nombreuses et coûteuses interventions pour reprendre les défauts) ;

- ligne à trafic important avec une vitesse des convois élevée (150 km/h).

2.5

Étude du confortement de l'ouvrage en terre

Une première phase est primordiale : avant de faire le choix du type de confortement à mettre en œuvre pour stabiliser les mouvements, il convient de réunir l'ensemble des données disponibles permettant d'éta-

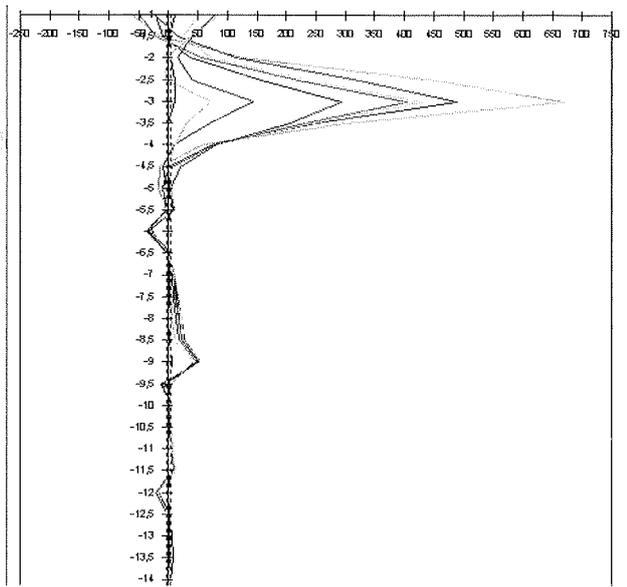


FIG. 10 Dépouillement angulaire du tube inclinométrique I3 (côté droit pied de remblai).
Angular interpretation of tube inclinometer I3 (right side toes of embankment).

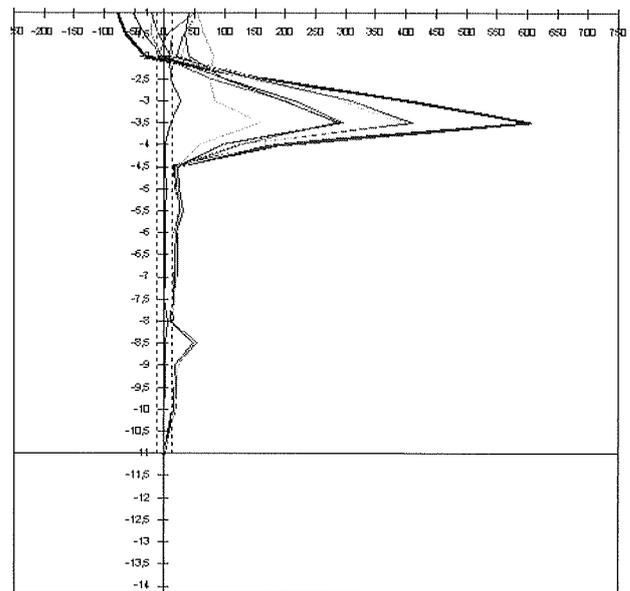


FIG. 11 Dépouillement angulaire du tube inclinométrique I4 (côté droit dans le champ aval).
Angular interpretation of tube inclinometer I4 (right side in the field upstream).

blir un modèle géotechnique représentatif du phénomène. Il faut disposer :

- des archives disponibles dans les différents services de maintenance, sur les désordres ayant affecté l'ouvrage par le passé, les investigations réalisées, les travaux entrepris (la fiche signalétique descriptive de l'ouvrage est une aide) ;
- des cartes géologiques et photos aériennes de la région ;
- d'une vue en plan et des profils en travers représentatifs de l'ouvrage ;
- des coupes de l'ensemble des sondages réalisés ;
- des résultats des essais *in situ* et en laboratoire effectués sur les échantillons prélevés.

Cette analyse débouche sur la définition d'horizons géologiques homogènes reportés sur le ou les profils en travers les plus représentatifs, sur lesquels on note le niveau de la nappe à partir des résultats des mesures piézométriques et on place la surface de rupture affectant le versant à partir des résultats des mesures inclinométriques (Fig. 12).

RO - Ligne n°366 : remblai des Bas
Profil en travers type du remblai - Profil géotechnique de synthèse (Éch : 1/200)

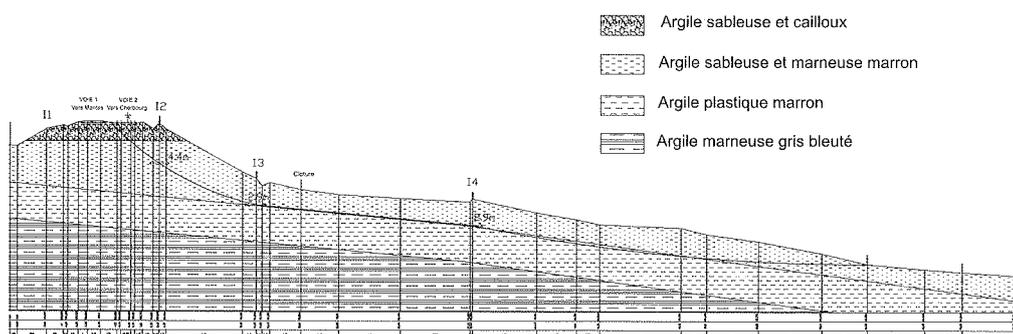


FIG. 12 Profil en travers géotechnique de synthèse.
Synthetic geotechnical profile.

2.6

Choix du type de confortement

Un premier choix peut être ébauché avant l'étude, en fonction de la configuration du site et du contexte géologique et géotechnique mais il n'est détaillé qu'au cours de l'étude de phase projet (PRO) et doit être justifié. Dans certains cas plus complexes, en particulier lorsqu'une phase avant-projet (AVP) est prévue dans le déroulement du projet, deux solutions alternatives peuvent être étudiées. Il convient dans un premier temps d'écarter les solutions qui ne peuvent être envisagées dans le cas présent :

- la solution confortative par terrassement, la plus économique, est à examiner préférentiellement : cette solution (butée de pied avec bêche) n'est pas efficace dans le contexte de versant des Bas, sauf à envisager une bêche de plus de 4 m de profondeur en pied d'ouvrage, ce qui entraînerait d'importants risques de mouvement de la voie pendant les terrassements (même si l'on travaillait par plots), pouvant aller jusqu'à la rupture du

remblai, interrompant ainsi les circulations ferroviaires ;

– la solution drainage superficiel n’apporterait rien car un fossé béton en bon état et efficace est déjà présent en amont de la plate-forme ferroviaire ;

– des travaux de drainage profond par tranchée drainante amont seraient d’une efficacité médiocre compte tenu de la position de la nappe juste au-dessus de la surface de rupture ; par ailleurs, cet aménagement entraînerait des contraintes d’entretien non négligeables et a une efficacité plus faible avec le temps ;

– le clouage par pieux forés est une solution bien adaptée mais son coût est plus important que celui de la solution qui sera retenue (condition d’accès plus difficile pour une foreuse, nécessité de faire une banquette de travail, coût du béton de scellement).

Il a été finalement proposé un confortement par pieux verticaux battus ; ce mode de confortement est bien adapté à un ouvrage sur un versant où le glissement affecte le sol support. Nous avons par ailleurs un bon retour d’expérience des travaux réalisés avec cette méthode dans les trente dernières années sur des sites contigus à l’ouvrage étudié.

Les terrains traversés sont consistants (modules pressiométriques en profondeur de l’ordre de 20 MPa) mais permettent néanmoins le battage de profilés. Cette technique est également bien adaptée car elle génère peu de contraintes vis-à-vis des circulations ferroviaires :

– faible impact sur la circulation des trains (toutefois, un ralentissement des convois à 80 km/h au droit des travaux peut s’avérer nécessaire) ;

– accès par le pied de remblai hors contraintes ferroviaires ;

– pas de coupure du courant dans la caténaire.

2.7

Dimensionnement du confortement

Le confortement de type clouage par pieux verticaux utilise la méthode des modules de réaction. Cette méthode se base sur l’hypothèse que la partie du massif en mouvement engendre par les efforts appliqués sur les clous une déformation de ceux-ci. Les efforts résultants (travail essentiellement en flexion) transmis par le pieu aux terrains sous la surface de rupture s’opposent ainsi aux déplacements. Il convient de résoudre l’équilibre des pressions sur le pieu :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = K_s [y(z) - g(z)] \quad (1)$$

où : E est le module d’Young de l’acier ; I le module d’inertie du pieu ; K_s le module de réaction du sol ; $y(z)$ et $g(z)$ respectivement le déplacement horizontal du pieu et du sol en fonction de la profondeur (Fig. 13).

Quand le sol se déplace, il exerce une pression sur le pieu. Plus le déplacement est important plus l’effort sur le pieu est élevé et plus le pieu se déforme également. De par son inertie, il va se développer dans le pieu, au niveau de la surface de rupture, un effort résistant T , qui est fonction du déplacement relatif sol-pieu $y(z)-g(z)$, et qui va s’opposer aux efforts moteurs.

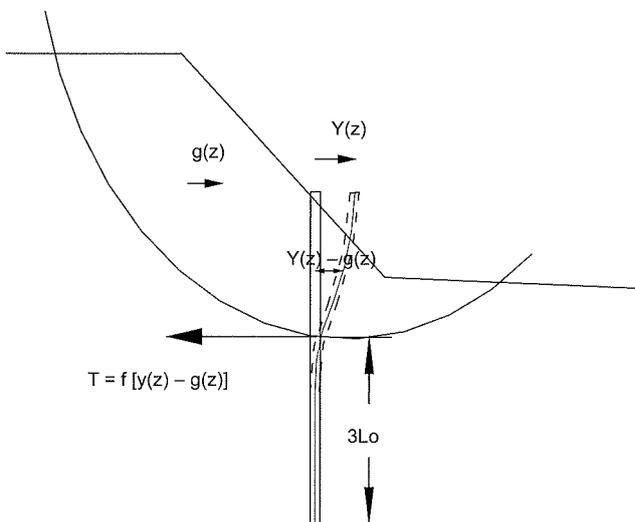


FIG. 13 Dessin explicatif de la méthode des modules de réaction.
Explicative drawing of the method of reaction modulus.

La méthodologie de calcul utilisée consiste à travailler à rebours, sachant que l’on connaît de façon assez précise la surface de rupture que l’on étudie. Ainsi, on cale les caractéristiques des différentes couches de sol pour obtenir un coefficient de sécurité $F = \Sigma M_{res} / \Sigma M_{mot}$ proche de 1 (au-dessus de 1 car le glissement est actif mais l’ouvrage n’a pas atteint la rupture).

La cohésion des sols est prise égale à 0 dans les horizons traversés par la surface de rupture détectée et estimée avec une valeur raisonnable à l’extérieur de cette surface. L’angle de frottement pris en compte dans les calculs est estimé à partir d’une corrélation entre l’indice de plasticité du sol, I_p et l’angle de frottement effectif ϕ' , tout en prenant compte de la nature des matériaux concernés, pour permettre un calage du coefficient de sécurité initial proche de 1,00. Les caractéristiques présentées dans le tableau I ont été calées pour l’exemple du remblai des Bas.

TABLEAU I Caractéristiques des sols pour le remblai des Bas.
Soils characteristics for Bas embankment.

Couches	γ (kN/m ³)	ϕ' (degré)	C' (kPa)
Argile sableuse + cailloux (remblai)	20	20	0
Argile sableuse et marneuse marron vert	20	12	0
Argile plastique marron	20	22	5
Argile marneuse gris bleuté	20	22	10

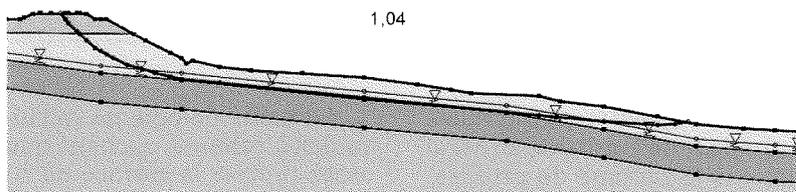
La caractéristique du sol permettant le dimensionnement du clouage est le module de réaction K_s (qui est déterminé à partir d’essais pressiométriques-module pressiométrique E_m et du diamètre du pieu) et la pression de fluage du sol qui est la pression maximale que l’on admet au contact sol pieu pour éviter tout fluage du sol aux abords du pieu. Les données d’entrées prises pour établir le dimensionnement du clouage sont présentées dans le tableau II.

TABLEAU II Données d'entrées prises pour établir le dimensionnement du clouage.
Input data for the nailing design.

Sols	Profondeur (m)	E (kPa)	Pf (kPa)	P _i (kPa)	α	K _s (kN/m ³)	y _{max} (m)	P _r B _{forage} (kN/m)
Argile sableuse et marneuse marron	0 à 5,2 m	1 600	130	250	0,50	4 867	26.6E-3	110
Argile plastique	de 5,2 m à 9 m	10 000	400	900	0,67	24 050	16.6E-3	339

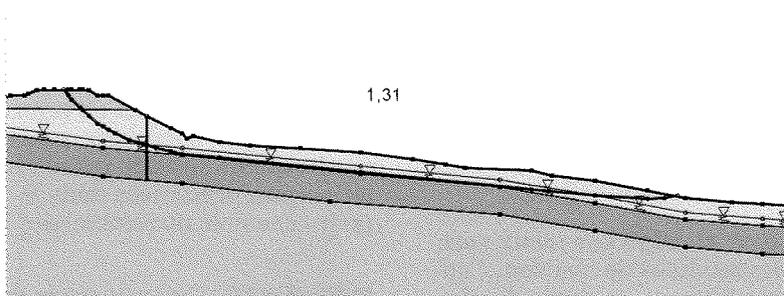
L'objectif du confortement est d'améliorer la stabilité du glissement (surface de rupture initiale) par diminution des efforts moteurs du glissement de 20 % soit une augmentation du coefficient de sécurité F de 25 % environ. Cette amélioration est liée à la mobilisation d'un effort de cisaillement dans le pieu au niveau de la surface de rupture (Figs. 14 et 15). Une vérification de la stabilité du glissement à l'aval du clouage est néces-

saire pour s'assurer qu'aucun risque de décollement à l'aval du clouage ne peut se produire (Fig. 16) ; avec un coefficient de sécurité de 1,32 pour un glissement se développant sous le confortement, on peut dire que la stabilité est acquise. Dans le cas contraire, on aurait été obligé de vérifier le clouage en soutènement, ou d'ajouter un deuxième niveau de clouage.



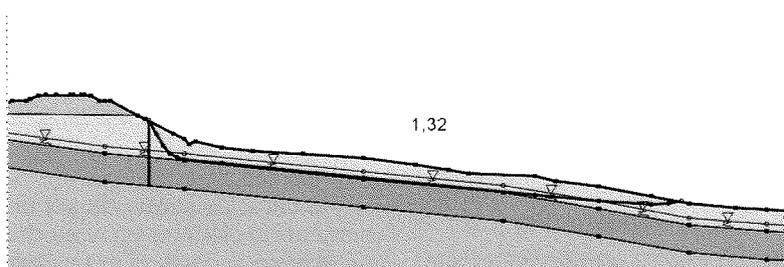
Méthode de calcul : Perturbations
Système de pondération : Coefficients TAL
F_{min} = 1,04

FIG. 14 Calage des caractéristiques pour le facteur de sécurité F proche de 1.
Characteristics calibration for the security factor close to 1.



Méthode de calcul : Perturbations
Système de pondération : Coefficients TAL
F_{min} = 1,31

FIG. 15 Choix du maillage des pieux pour une amélioration de F de plus de 25 %.
Selection of piles mesh for an improvement of F by 25 %.



Méthode de calcul : Perturbations
Système de pondération : Coefficients TAL
F_{min} = 1,32

FIG. 16 Vérification de la stabilité à l'aval du clouage.
Verification of stability in downstream of nailing.

Le choix du confortement s'est porté sur des palplanches unitaires PAU2440 :

- épaisseur : $e = 6 \text{ mm}$;
- largeur : $0,848 \text{ m}$;
- inertie : $I = 9\,604 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$;
- moment statique : $I/v = 651 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$;
- masse linéique : $m = 58,3 \text{ kg/ml}$.

Lors de l'étude, un certain nombre de types de palplanches ont été testées de façon à optimiser le poids de l'acier tout en faisant travailler le profil à son maximum (en termes d'effort maximum et de moment maximum). La méthode consiste à l'aide du logiciel PILATE (LCPC) de laisser se déplacer le sol au-dessus de la surface de rupture de façon homogène pour atteindre le fluage (en général au niveau de cette surface) tout en ne dépassant pas une amplitude équivalente à deux ans de déplacement inclinométrique (durée maximum acceptable pour observer des mouvements résiduels après travaux).

Une palplanche reprend, d'après le calcul PILATE, 110 kN ce qui permet de donner le maillage des profilés. On privilégiera une répartition sur plusieurs files pour s'assurer qu'aucune rétention d'eau ne se produit à l'arrière des palplanches et qu'un effet de groupe se développe au sein des pieux. On se reportera aux courbes de la figure 17. Le type d'acier (Nuance) est vérifié en calculant la contrainte maximum qui s'exerce sur la palplanche : $\sigma = \text{moment maximum/inertie du profilé}/v$ (rayon de giration du profilé).

Le calcul permet de définir le maillage des pieux du confortement soit pour le remblai des Bas, un pieu tous les $2,28 \text{ m}$ sur 3 lignes espacées de $1,50 \text{ m}$ (voir profil confortatif en figure 18).

2.8

Travaux

Les travaux de confortement ont été réalisés en mai 2005 ; ils ont duré environ deux mois. Ils ont nécessité :

- la création d'une piste d'accès ;
- la mise en place d'une grue ;
- l'utilisation d'un vibrofonceur pour la mise en fiche des palplanches et d'un marteau trépidateur pour le surbattage ;
- la construction d'un guide pour obtenir une bonne verticalité des profilés.

Pendant les travaux, des mesures de vibrations ont été effectuées par un laboratoire indépendant (présence d'un aqueduc à proximité du chantier) et le suivi du nivellement des voies a été renforcé. Aucune anomalie particulière n'a été rencontrée au cours de ces suivis. Quelques problèmes de refus prématurés se sont produits liés à la consistance assez raide des matériaux du substratum et à la finesse des palplanches choisies pour le confortement (Fig. 19).

2.9

Suivis après travaux

Dans tout confortement et en particulier pour les confortements par pieux, où des mouvements résiduels sont observés après travaux en liaison avec le principe de confortement (module de réaction), il est très important de continuer le suivi des mouvements aussi bien sur la voie qu'au niveau de l'instrumentation inclinométrique.

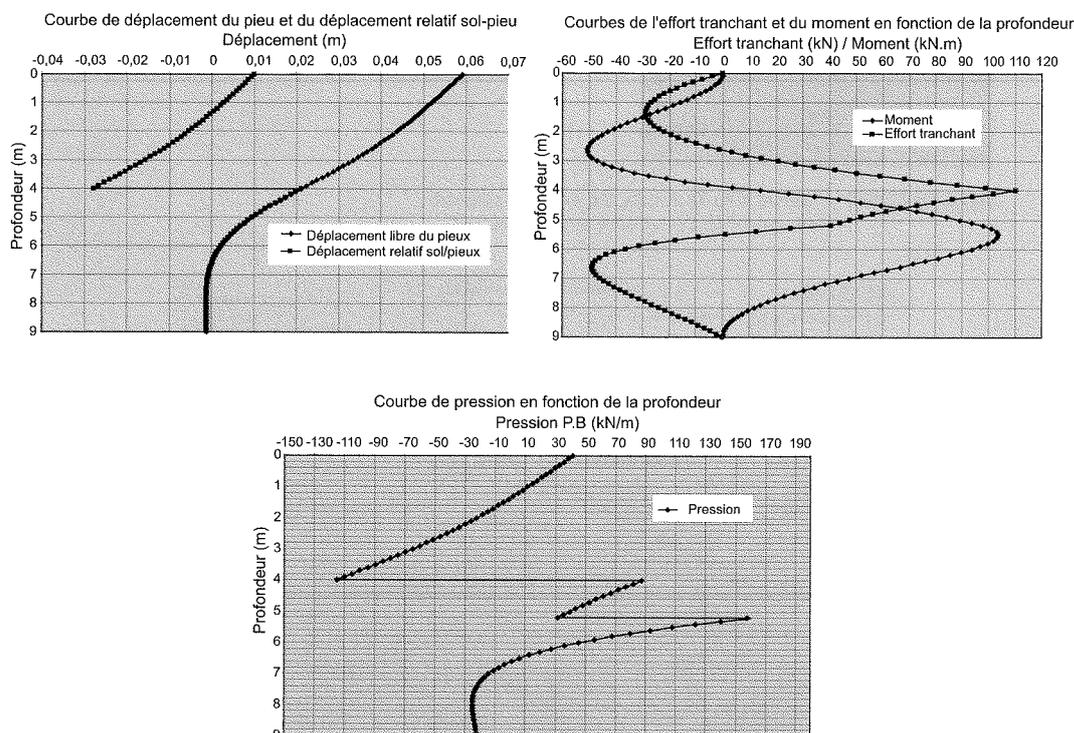


FIG. 17 Résultats du calcul PILATE.
Results from calculation using PILATE.

RO - Ligne n° 366 : remblai des Bas
 Profil de confortement type du km 203,008 au km 203,045

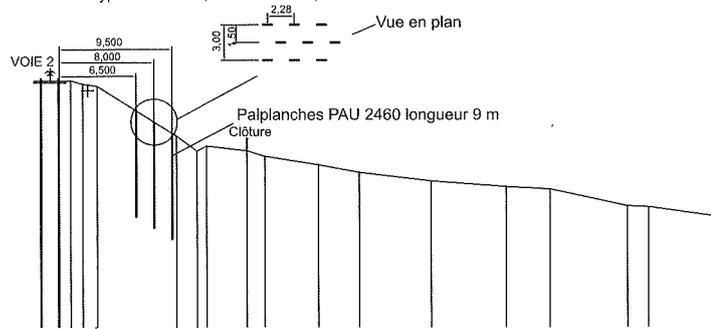


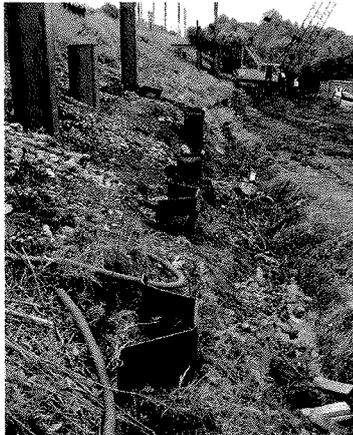
FIG. 18 Profil en travers confortatif.
 Reinforcement profile.



Vue générale du chantier avec la grue mettant en œuvre les palplanches.



Battage en cours.



Travaux de battage terminés.

FIG. 19 Photos des travaux de confortement.
 Pictures of the reinforcement work.

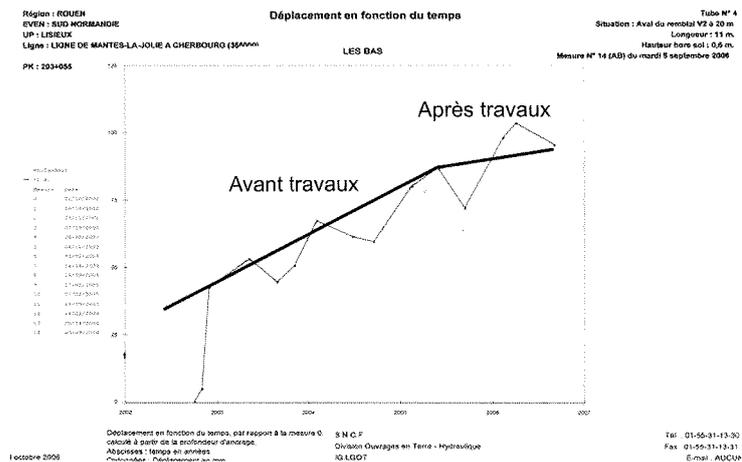


FIG. 20 Suivi après travaux de confortement.
 Monitoring after reinforcement work.

Depuis la mise en œuvre du confortement, aucune reprise de nivellement n'a été constatée sur la voie 2 qui était très sollicitée par le glissement avant le traitement et les mouvements inclinométriques ont été divisés par 5 à 10.

3

Conclusion

Les travaux réalisés sur le site du remblai des Bas ont montré une bonne stabilisation des mouvements affectant le site. La solution confortative était

bien adaptée, d'une part, à la configuration du site et, d'autre part, à la géométrie du glissement et son dimensionnement est justifié par cette stabilisation. Actuellement, la SNCF est à la recherche d'une optimisation de la solution confortative, l'augmentation du coefficient de sécurité initial de 25 % étant supérieure aux augmentations préconisées par le LCPC dans son guide de stabilisation des glissements de terrain. Le retour d'expérience actuel sur le réseau ferré national montre qu'avec ce dimensionnement, plus de 90 % des sites confortés voient leur mouvement se stabiliser conformément à ce que les calculs prédisent.

Bibliographie

Collectif – Renforcement des sols par clouage. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, 1988.

Durville. J.-L., Seve. G. – *Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble*. Techniques de l'ingénieur, C254, 1996.

Frank. R. – *Fondations profondes*. Techniques de l'ingénieur, C248, 1995.

Frank. R. – *Comportement d'un pieu isolé sous effort de flexion*. Techniques de l'ingénieur, C249.

Pouget. P., Seve G. – *Stabilisation des glissements de terrains*. Guide technique LCPC, 1998.

Schlosser. F., Unterreiner. P. – *Renforcement des sols par inclusions*. Techniques de l'ingénieur, C245, 1994.

Les couches de forme traitées dans les infrastructures ferroviaires

A. ROBINET

SNCF

Direction de l'ingénierie

Département

des ouvrages d'art

6, avenue

François-Mitterrand

93574 La Plaine Saint-Denis

alain.robinet@sncf.fr

Résumé

La SNCF et RFF ont mené un programme de recherche afin de valider la faisabilité et le dimensionnement des couches de forme réalisées en matériaux traités afin d'optimiser la réutilisation des matériaux du site. L'objectif de la recherche est de définir les spécifications à imposer à la couche de forme traitées afin de prendre en compte les particularités de l'environnement ferroviaire telles que l'environnement hydrique, les sollicitations vibratoires et l'impact de l'infrastructure sur le vieillissement de la voie. Le programme comprend quatre parties : (i) analyse du comportement d'une zone expérimentale de 17 km réalisée avec une couche de forme en sable traitée en 1990 ; (ii) prélèvement et analyses d'échantillons sur cette zone ; (iii) fabrication et sollicitations de planches de test en grandeur réelle au CER de Rouen ; (iv) modélisation afin de vérifier le comportement à la fatigue d'une structure ferroviaire intégrant une couche de forme traitée. Cet article présente les travaux réalisés dans le cadre de ce programme.

Mots-clés : infrastructure ferroviaire, couche de forme, sol traité, essai en grandeur réelle, fatigue, modélisation.

Treated capping layers in railway infrastructure

Abstract

The SNCF (French railways operator) and RFF (French railways owner) have launched a research program in order to validate the feasibility and the design of capping layers made of treated soil with the aim of allowing the use of the soil from the site of the railway infrastructure construction. The objective of the research was to define the complementary specifications to the capping layer of treated soil when considering the particularities associated with railways lines, such as the humid environment, the vibratory stresses and the impact on the ageing of the track. The program is comprised of four parts: (i) analysis of the behaviour of a maintenance zone of 17 km on the high speed line Atlantique (LGV A) where an experimental section of capping layer made of treated sand was implemented in 1990; (ii) sampling on the LGV A and analyzing the behaviour of the treated soil; (iii) performing full scale tests in the CER (Road Studies Centre) of Rouen allowing a comparison to be made between the traditional granular behaviour of structure and structures treated with road hydraulic binders; (iv) modelling the fatigue of the railway structures integrating the capping layers made of treated soil. This paper presents the investigations performed within this program.

Key words: railway infrastructure, capping layer, treated soil, full scale test, fatigue, modelling.

111

Introduction

Le catalogue des structures d'assise des voies nouvelles en vigueur à la SNCF prévoit la mise en place d'une couche de forme de 35 à 50 cm en fonction du sol support. La couche de forme est réalisée en matériaux granulaires correspondant à des spécifications relativement précises rendant très difficile l'utilisation des matériaux du site. Bien que les couches de forme en matériaux traités à la chaux et aux liants hydrauliques soient aujourd'hui couramment utilisées dans le domaine routier et que leur conception et mise en œuvre soient normalisées, il n'en est pas de même dans le domaine ferroviaire où l'application de cette technique n'est prévue dans aucun référentiel, aussi bien en France que dans les réseaux étrangers membres de l'UIC (Union internationale des chemins de fer). La transposition de la technique des couches de forme traitées au milieu ferroviaire nécessite des investigations complémentaires permettant de s'assurer :

- du dimensionnement nécessaire pour assurer la pérennité du système sous sollicitations ferroviaires et dans un milieu hydrique plus défavorable ;
- de la « transparence » sur la maintenance ultérieure de l'ouvrage.

Cette étude pourrait amener à des aménagements dans l'application aux infrastructures ferroviaires du document de référence de la technique routière, le guide des traitements de sols (le GTS).

Pour répondre à ces questions, le RFF et la Direction de l'ingénierie de la SNCF ont entrepris une étude articulée en trois volets :

- analyse d'une zone de la ligne à grande vitesse (LGV) Atlantique où ont été mises en œuvre expérimentalement des couches de forme traitées ;
- suivi de planches expérimentales en laboratoire ;
- modélisation.

On présente ici successivement les trois volets de la recherche et des conclusions sur la transposition de la technique routière au monde ferroviaire. L'objectif final est de permettre de respecter les contraintes économiques et celles liées au développement durable en optimisant la réutilisation des matériaux du site.

Analyse de la zone expérimentale de la LGV Atlantique

La ligne à grande vitesse « Atlantique » (LN2) a été inaugurée en 1990. Sur la branche « Bretagne » (tronçon entre Courtalain et Le Mans), plusieurs zones ont été réalisées à titre expérimental avec des couches de forme traitées en sable ciment, correspondant à un total de 17 km de ligne.

En première approche, le REX (retour d'expérience) a consisté à comparer la qualité de nivellement de la voie et l'effort de maintenance entre les zones comportant des couches de forme traitées et les zones comportant les couches de forme granulaires. Par la suite, on a prélevé puis testé en laboratoire 18 échantillons carottés dans la couche de forme traitée pour étudier ses caractéristiques résiduelles après 17 années d'exploitation.

Comparaison entre les zones traitées et les zones classiques

L'opération de base de maintenance de la géométrie des voies ferrées est le bourrage, opération qui consiste à replacer la voie dans la position souhaitée et à vibrer le ballast. Il s'agit donc ici de comparer la fréquence des opérations de bourrage entre les zones réalisées avec des structures classiques et celles réalisées avec des couches de forme traitées.

Sur la figure 1, les zones traitées (T) et non traitées (NT) sont indiquées. Les zones sont présentées en PK croissant du PK 132 au PK 180. Ce graphique montre une certaine hétérogénéité en fonction de la localisation de la zone, le traitement n'ayant pour sa part aucune influence identifiée.

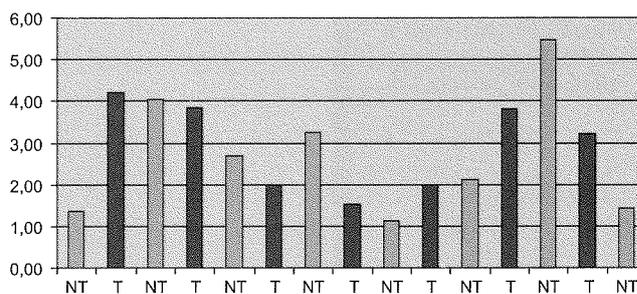


FIG. 1 Fréquence de bourrages sur zones traitées (T) et zones non traitées (NT).
Stuffing frequency on treated zone (T) and untreated zone.

Prélèvements des matériaux

On a prélevé des carottes sur 18 points représentant l'ensemble des zones des échantillons de la couche de forme traitée. Ces échantillons ont fait l'objet de diverses caractérisations :

- examen visuel ;
- mesure de masse volumique ;
- détermination de la résistance mécanique ;
- détermination de la perméabilité ;
- étude du ciment résiduel.

L'examen visuel montre un bon aspect des carottes. Les quelques fissures détectées sont horizontales et présentent un aspect très « frais ». Elles peuvent être imputées au mode de prélèvement. Une seule carotte présente un aspect fragmenté ; il s'agit d'un prélèvement réalisé en piste, le gel est sans doute à l'origine de la fragmentation comme on le verra plus bas. L'épaisseur de couche traitée est d'en moyenne 42 cm.

La mesure de la masse volumique montre une bonne homogénéité sur l'épaisseur de la couche de matériaux traités. Le tableau I montre la valeur moyenne et l'écart-type par carotte.

Les caractéristiques mécaniques mesurées sont dispersées mais proches des valeurs habituelles :

- Rtb (résistance à la traction avec l'essai brésilien) de 0,44 à 1,17 MPa avec une moyenne de 0,80 MPa ;

– Et (module de traction) de 5 349 à 13 183 MPa avec une moyenne de 9 378 MPa ;

– Ec (module de compression) de 5 136 à 6 617 MPa avec une moyenne de 5 660 MPa.

La figure 2 montre qu'il n'apparaît pas de corrélation entre les caractéristiques mécaniques et les masses volumiques mesurées. Les caractéristiques mécaniques du matériau traité le situent entre les classes mécaniques 2 et 3 selon le *Guide de traitement des sols* du LCPC/SETRA (Fig. 3). Les mesures de perméabilité se situent entre 7.10^{-7} et 3.10^{-6} m/s, ce qui amène à qualifier le matériau de « faiblement perméable ». La quantité et la composition chimique du liant analysées restent identiques à celles mises en œuvre.

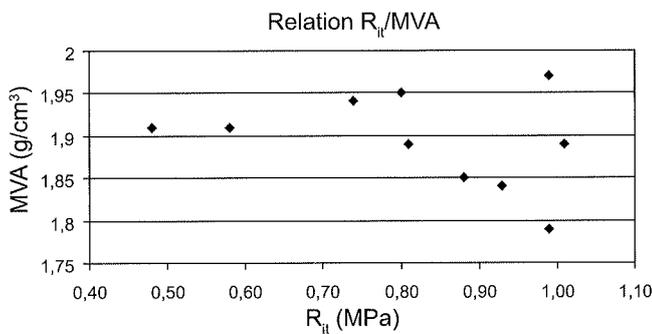


FIG. 2 Relation résistance en traction/masse volumique.
Relationship between extension shear strength and unit mass.

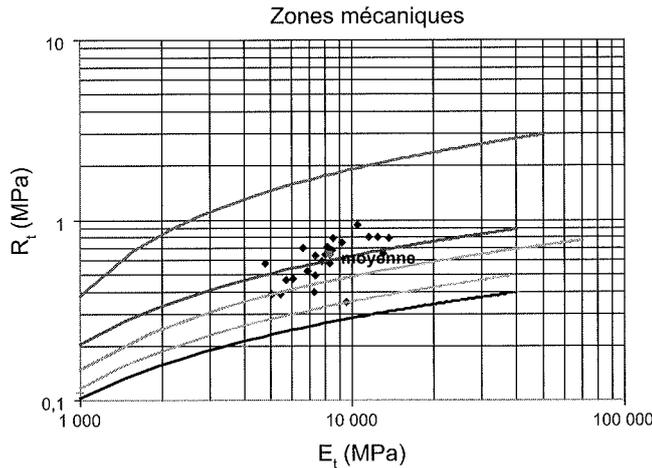


FIG. 3 Zone mécanique de la couche de forme.
Mechanical zone of the capping layer.

2.3

Analyse des épisodes de gel

Considérons les couches amenant une protection au-dessus de la couche de forme. En prenant une épaisseur forfaitaire de 15 cm pour la traverse, une épaisseur de ballast de 35 cm et 20 cm de sous-couche, l'épaisseur totale est de 70 cm. Ces couches, en acceptant l'approximation de les assimiler à un matériau granulaire homogène amène, en suivant le catalogue des structures de chaussée de 98, une protection contre la pénétration au gel de 100 °C*jours.

L'exploitation des données climatiques de la station Météo France de Cormes montre que depuis la création de la ligne, il y a eu deux épisodes de gel amenant à un indice supérieur :

– 1991 : indice = 101 °C*jour ;

– 1997 : indice = 140 °C*jour.

Dans ces conditions, la couche de forme a subi l'agression du gel sur une épaisseur d'environ 15 cm depuis la mise en service de la ligne.

Le *Guide de traitement des sols* admet le critère de non-géllivité des matériaux pour une $R_t > 0,25$ MPa. Cette condition est vérifiée pour la quasi-totalité des points mesurés qui présentent une R_t issue de la R_{it} comprise entre 0,35 et 0,94. La seule exception provient du point de sondage 14 qui présente une R_{it} de 0,28 MPa soit une R_t de 0,22 MPa.

Rappelons que ce point de sondage est situé en piste et que l'examen visuel avait révélé une dégradation importante du prélèvement. Ce qui vient d'être dit permet de justifier l'hypothèse qui avait été prise de dégradation du matériau par le gel, le matériau étant localement non protégé (piste) et gélif ($R_t < 0,25$ MPa). Cela montre également que le critère proposé par le GTS est justifié, pour ce matériau tout au moins.

3

Planches d'essai au CER de Rouen

Trois planches d'essai conformes à la figure 4 ont été réalisées en laboratoire. Le sol support était constitué d'un sable limoneux. Le matériau traité était un sable. Une sous-couche de 17 cm de GNT 0/31,5 était mise en œuvre entre le matériau traité et le ballast. La structure classique était constituée d'une sous-couche de GNT 0/31,5 sur une épaisseur de 55 cm. Les planches ont été sollicitées selon le chargement cyclique décrit sur la figure 5.

L'objectif des essais était l'étude du comportement du matériau traité dans le milieu ferroviaire :

- sous sollicitations cycliques ;
- en présence d'eau.

Les résultats montrent la pérennité de la structure. Les déformations sont beaucoup plus faibles (rapport de 3 à 1) et les accélérations sont largement diminuées avec les structures traitées (Figs. 6 et 7).

Alors que l'on craignait une dégradation prématurée du ballast, les planches d'essai ont montré à terme une modification granulaire de la sous-couche (Fig. 8) avec une production de fines plus importantes dans le cas des structures traitées. L'état hydrique des matériaux pendant les phases de sollicitations n'est pas étranger à la dégradation prématurée des matériaux de sous-couche.

4

Modélisation

L'introduction de matériaux traités dans la structure ferroviaire nécessite un dimensionnement à la fatigue permettant de justifier la pérennité de la couche traitée. La vérification a été réalisée conformément à la méthode française de dimensionnement des chaussées. Le calcul des contraintes et déformations dans

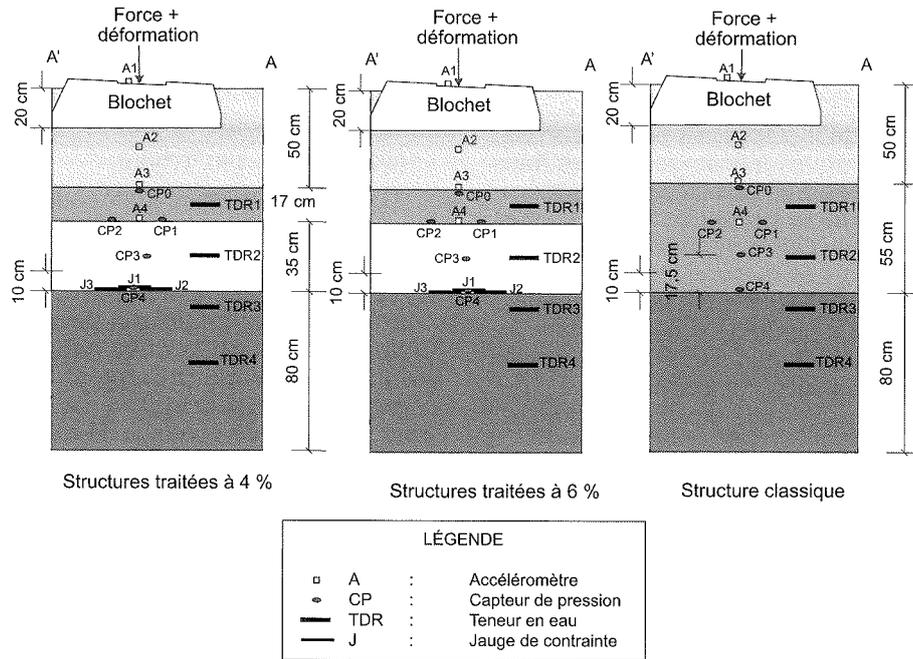


FIG. 4 Planches d'essai au laboratoire du CER de Rouen.
Test boards in the laboratory of CER of Rouen.

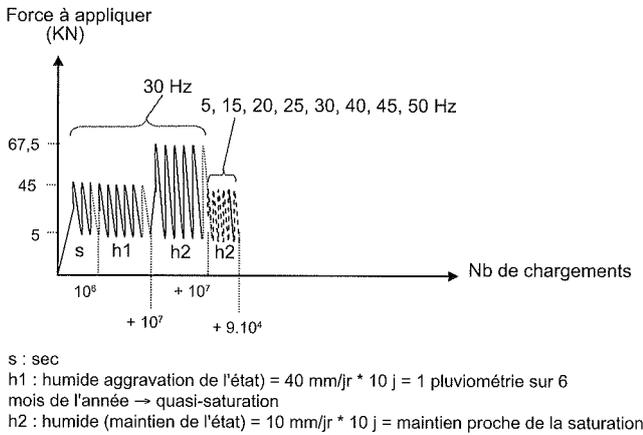


FIG. 5 Chargement cyclique des planches d'essai.
Cyclic loading on test boards.

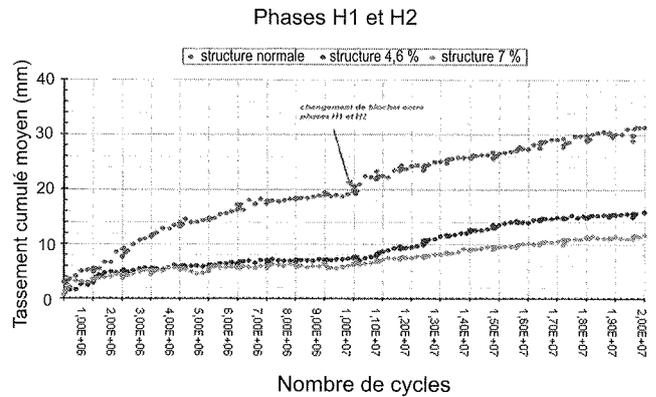


FIG. 6 Tassement cumulé moyen.
Mean cumulated settlement.

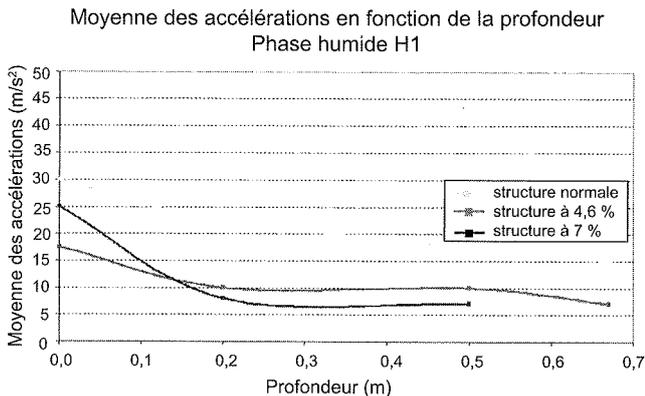


FIG. 7 Mesure des accélérations.
Acceleration measurement.

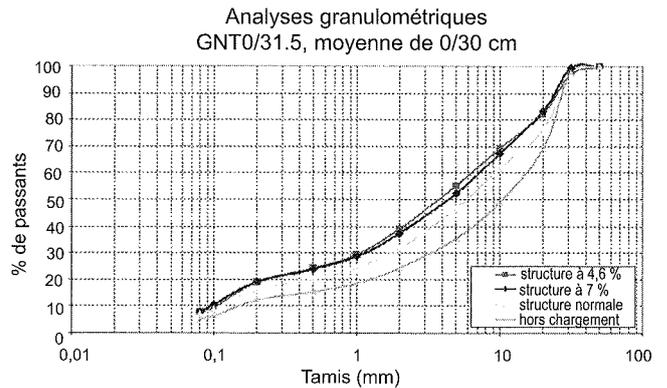


FIG. 8 Évolution granulométrique de la sous-couche.
Evolution of the grain size distribution of the capping layer.

les couches constitutives a été avec le logiciel César. Les contraintes et déformations admissibles ont été calculées selon la méthode LCPC en tenant compte du projet de guide technique *Application à la réalisation des assises de chaussée* des matériaux traités du CFTR pour l'estimation du σ_6 en particulier. Le calcul a été fait pour divers trafics TGV sur des durées de vie de 60 et 100 ans.

5

Conclusion

Les différentes études ont montré la faisabilité technique de la solution couche de forme traitée dans les

structures d'assise ferroviaire. Le dimensionnement sera à vérifier au cas par cas selon les règles de calcul du dimensionnement à la fatigue en fonction du trafic attendu, du matériau à mettre en place et de la qualité de sol support. Un soin tout particulier devra être apporté pour assurer l'homogénéité du produit comprenant :

- homogénéité du gisement ;
- homogénéité du traitement ;
- homogénéité du comportement dans le temps.

Cette étude a permis de modifier le référentiel des infrastructures des lignes à grande vitesse pour y intégrer cette nouvelle possibilité.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
IFSTTAR
58, boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Campus LyonTech La Doua
20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.