

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 116
3^e trimestre 2006

Propriétés des argiles marines de grande profondeur J.-L. FAVRE, M. HATTAB	3
Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement F. MARTIN, R. DESMORAT, A. SAIITA	15
Évaluation de la méthode impact-écho comme outil de détection de cavités C. LÉONARD, B. PIWAKOWSKI, I. SHAHROUR	27
Évaluation du risque de liquéfaction des sols sur le site du nouveau port de Tanger B. DEMAY, M.-L. SARGENTONI	41

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).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et cd-rom contenant les fichiers à l'un des rédacteurs en chef :

Isam SHAHROUR	Françoise HOMAND	Denis FABRE
Polytech'Lille	École de géologie (ENSG)	Chaire de géotechnique
Cité scientifique	BP 40	2, rue Conté
Bd Paul-Langevin	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	75141 Paris CEDEX 3
59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX		

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

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : F. HOMAND (ENSG)

Co-rédacteurs en chef : D. FABRE (CNAM), I. SHAHROUR (Polytech'Lille)

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), F. PELLET (Université Joseph-Fourier, Grenoble), 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 2006 (numéros 114 à 117) franco : 126 €

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

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

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

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

N° d'imprimeur : 95776. Dépôt légal : décembre 2006

Propriétés des argiles marines de grande profondeur⁽¹⁾

J.-L. FAVRE

Laboratoire de mécanique
des sols structures
et matériaux
UMR CNRS 8579
École centrale Paris
grande voie des Vignes
92295 Châtenay-Malabry
Cedex
jean-louis.favre@ecp.fr

M. HATTAB

Laboratoire de physique
et mécanique des matériaux
ISGMP-UMR CNRS 7554
Île du Saulcy
57045 Metz Cedex 1
hattab@univ-metz.fr

Résumé

Quatorze mètres d'une carotte d'argile marine de grande profondeur, provenant du golfe de Guinée, sont analysés suivant un pas très fin de 16,7 cm. Ces propriétés sont comparées, d'une part, au comportement de référence des argiles minérales remaniées normalement consolidées établi par Biarez et Favre (1975, 1977), et, d'autre part, à la courbe de compression intrinsèque (ICL) proposée par Burland (1990). Les essais portent sur les paramètres d'identification w_L , w_p , VBS, w_{nat} et sur les paramètres mécaniques c_u , C_c , C_g , σ'_c , OCR. La finesse du pas ainsi que la concordance des profils, permettent de mettre en évidence une genèse complexe ainsi que les spécificités de cette smectite marine naturelle : indice des vides de sédimentation, sensibilité, « surconsolidation » apparente, celle-ci traduisant une cohésion de type physico-chimique.

Mots-clés : sédiments marins de grande profondeur, compressibilité, essais œdométriques, paramètres d'identification, cohésion non drainée.

Properties of deepwater marine clays

Abstract

A 14 meter long deepwater marine clay core, from the Gulf of Guinea, is analysed with a 16.7 cm step and its behaviour compared on one hand, with the reference behaviour of the remoulded normally consolidated mineral clays established by Biarez et Favre (1975, 1977), and on the other hand with intrinsic compression (ICL) line proposed by Burland (1990). The index parameters w_L , w_p , MBV, w_{nat} and the mechanical parameters c_u , C_c , C_g , σ'_c , OCR are highlighted in this experimental study. The thinness of the step, the agreement of the profiles, reveals a complex genesis as well as the specificities of this natural marine smectite such as : the void ratio of sedimentation, sensitivity, and a apparent « overconsolidation » which translates a physico-chemical cohesion type.

Key words : deepwater sediments, index properties, oedometric tests, compressibility, undrained cohesion.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2007.

⁽¹⁾ Étude dans le cadre d'un contrat CLAROM « Sols marins grande profondeur », sur une carotte Stacor provenant du site B du golfe de Guinée. Les partenaires du projet étant : IFP, Ifremer, Fugro-France, Saipem-SA, Technip et Total.

Introduction

Les paramètres d'identification liés à la nature minéralogique des particules, et représentés par les limites d'Atterberg, et les paramètres physiques qui traduisent l'arrangement spatial des particules, permettent de résumer les propriétés des sédiments argileux. Les particules peuvent être liées entre elles par une cimentation pouvant présenter un grand nombre d'aspects et qui apparaît comme un paramètre supplémentaire important du comportement phénoménologique (Biarez *et al.*, 1998 ; Ismail *et al.*, 2002). Lorsque la liaison entre les particules n'existe pas ou qu'elle a été détruite, le sol devient remanié. Il est courant, pour l'étude du comportement mécanique, de reconstituer le matériau au laboratoire dans les conditions normalement consolidées ou surconsolidées (Biarez et Hicher, 1994 ; Hattab et Hicher 2004). Entre autres, Lambe et Martin (1957), Cozzolino (1961), et Favre (1972) ont proposé et rassemblé dans la littérature un grand nombre de corrélations entre les propriétés mécaniques des argiles remaniées et leurs paramètres physiques et d'identification. Beaucoup sont parues depuis 1971 dans les comptes rendus des « Conférences internationales sur les Applications des statistiques et probabilités en génie civil », ou ont été rassemblées par des auteurs comme Favre (1980) et Magnan (1982).

L'étude des sédiments marins a été abordée par plusieurs auteurs qui ont mis en évidence leurs spécificités. Les propriétés physiques et mécaniques peuvent se différencier en fonction de la provenance du sol marin (terrigène ou pélagique), néanmoins dans leur grande majorité, ces sédiments ont en surface des teneurs en eau élevées, une grande compressibilité et une très faible résistance au cisaillement. Ce sont des sols très hétérogènes qui peuvent évoluer, y compris dans les cas de sols normalement consolidés, d'une manière significative en fonction de la profondeur. La présence marquée d'éléments carbonatés en surface, mais aussi d'autres facteurs, pourrait expliquer la cimentation souvent observée à ces profondeurs, sous forme d'une « surconsolidation » apparente (Yin, 1999 ; Ohtsubo *et al.*, 2000). Biarez *et al.* (1977) supposent ainsi que la résistance au cisaillement non drainé c_u est fonction de trois paramètres, l'angle de frottement interne du matériau (ϕ'), la minéralogie (I_p) et la cimentation. Des corrélations

NOTATIONS

W_{nat}	: teneur en eau en place
w_L, w_p	: limites de liquidité, limite de plasticité
I_L, I_p	: indice de liquidité, indice de plasticité
e	: indice des vides
e_L, e_p	: indice des vides correspondants aux limites
γ	: poids spécifique déjaugé en place
σ'_v	: contrainte verticale en place (correspondant aux poids des terres)
σ_c	: contrainte de consolidation de terrain
c_u	: cohésion non drainée
VBS	: valeur au bleu de Méthylène
OCR	: degré de surconsolidation
C_c, C_s	: indice de compression et indice de gonflement
N_k	: $N_k = \frac{c_u}{q_c}$

à des échelles différentes ont été établies pour les argiles marines, et nous pouvons citer, par exemple comme études récentes, entre autres celles de Ohtsubo *et al.* (2000) qui montre, à partir de deux types d'argile, celle de Bangkok et celle d'Ariak, l'influence de la minéralogie et des propriétés chimiques des sédiments sur les paramètres géotechniques d'identification. Yin (1999) sur les sédiments marins de Hong Kong montre la corrélation entre le pourcentage d'argile contenu dans les sédiments et les caractéristiques mécaniques de compressibilité, de rupture ainsi que d'identification.

La structure du sédiment mise en place lors de la sédimentation a donc une influence certaine très importante sur le comportement mécanique, en l'occurrence sur la compressibilité (Burland, 1990 ; Cotecchia et Chandler, 1997). Néanmoins le comportement mécanique de la même argile, mais qui a été remaniée et reconstituée au laboratoire, peut constituer un repère fixe servant d'asymptote au comportement des mêmes argiles mais non remaniées. Dans ce cadre et pour cette étude, il nous a paru intéressant de situer l'argile marine grande profondeur, provenant du golfe de Guinée (GoG), parmi les corrélations établies par Biarez et Favre (1975, 1977), en utilisant un cadre logique pour celles-ci afin d'expliquer ses particularités par rapport aux argiles remaniées.

Comportement de référence des argiles remaniées normalement consolidées

Biarez et Favre (1975, 1977) ont établi un cadre logique pour établir ce comportement : le sol, milieu granulaire discontinu (MD), est idéalisé en un milieu continu fictif (MC). Ce dernier apparaît comme l'intégration des propriétés des grains (appelées « nature des grains »), dans leur configuration spatiale (appelée « arrangement des grains »), et mécanique aux limites (dont le confinement peut rendre compte). Ainsi ils ont proposé la logique suivante pour les liaisons statistiques :



A travers une très abondante bibliographie, Favre (1972, 1980) a montré, pour les argiles remaniées, que les paramètres de « nature des grains » les plus explicatifs étaient les limites d'Atterberg, elles-mêmes très liées entre elles pour les argiles minérales (relation (1) du tableau I), d'où le modèle proposé dans la figure 1. De même, il a montré qu'un chargement œdométrique de 6,5 kPa donne un indice des vides correspondant à w_1 et qu'un chargement de 1 MPa donne un indice des vides correspondant à w_p (relation (2) du tableau I et figure 2). Ceci conduit à l'expression de C_c de l'équation (3) ou (6) et à l'équation (4) en portant (1) dans (3). Skempton ayant déjà proposé dès 1944 pour les argiles remaniées la relation (5) avec laquelle on obtient une sous-estimation de C_c de 10 % pour $w_L = 40$ et de 5 % pour $w_L = 70$. Mais vu les incertitudes sur les contraintes de consolidation et sur la corrélation de Skempton, Favre *et al.* (2002) ont conservé le modèle simple (2) et (4) pour l'essai œdométrique. On obtient ainsi un abaque unique, pour toutes les argiles de limite

de liquidité w_L comprise entre 20 et 160 % avec σ'_v en kPa, (7). Ainsi l'arrangement apparaît comme directement lié à la contrainte de consolidation à travers la minéralogie. Enfin, Favre (1980) avait aussi proposé la relation (8) indiquant le rapport C_c/C_s . Skempton (1954) a donné la corrélation (9) pour le calcul de c'_u , où σ'_c est la contrainte de consolidation de terrain, c'est-à-dire, pour les sols normalement consolidés, le poids des terres, $\sigma'_v = \int \gamma' dz$, le poids spécifique des grains étant pris égal à 27 kN/m³. Biarez et Favre (1975) ont conservé cette corrélation (Fig. 3) qui permet d'avoir les valeurs du tableau II en fonction seulement de w_L . Elle permet aussi, par l'intermédiaire de la contrainte effective verticale en place d'avoir une liaison statistique biunivoque entre l'indice des vides (ou l'indice de liquidité) des argiles minérales remaniées, normalement consolidées et leur cohésion non drainée ainsi que leur déformabilité à travers le paramétrage de w_L (Tableau III).

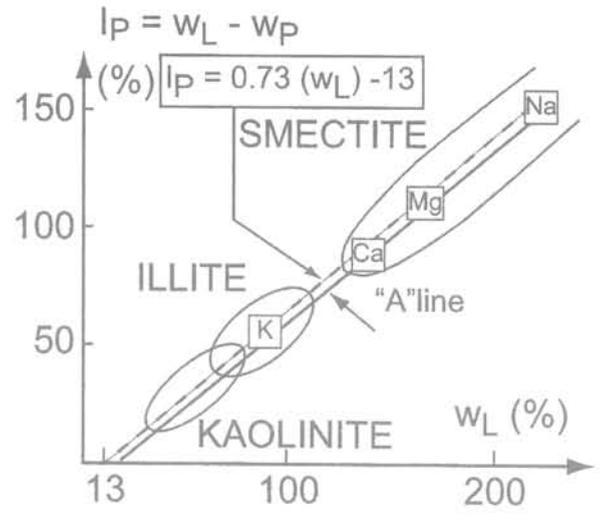


FIG. 1 Abaque des argiles minérales. Mineral clay abacus.

TABLEAU I Liaison entre les paramètres : corrélations. Correlations between parameters.

$I_p = 0,73 (w_L - 13)$ (en %)	(1)	$C_c = \frac{I_p}{81}$ (I_p en %)	(6)
$w_{sat} = w_L$ pour $\sigma'_v = 6,5$ kPa $w_{sat} = w_p$ pour $\sigma'_v = 1$ MPa	(2)	$I_L = 0,46 (3 - \log \sigma'_v)$	(7)
$C_c = \frac{(w_L - w_p) 2,7/100}{\log(1000/6,5)}$ (w_L et w_p en %)	(3)	$\frac{C_c}{C_s} = 4 \text{ à } 6$	(8)
$C_c = 0,009 (w_L - 13)$ (w_L en %)	(4)	$C_u = (0,11 + 0,0037 I_p) \sigma'_c$	(9)
$C_c = 0,007 (w_L - 10)$ (w_L en %)	(5)		

TABLEAU II Paramètres mécaniques indépendants de l'arrangement : argiles. Mechanical parameters independent of the arrangement : clays.

w_L	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
w_p	15	18	20	23	26	28	31	34	37	50	64
I_p	5	12	20	27	34	42	49	56	63	100	136
C_c	0,06	0,15	0,24	0,33	0,42	0,51	0,60	0,69	0,78	1,23	1,68
c'_u/σ'_c	0,13	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,32	0,34	0,48	0,61

TABLEAU III Paramètres mécaniques dépendant de l'arrangement : argiles. Mechanical parameters dependent of the arrangement : clays.

I_c	0	0,25	0,50	0,75	1	1,25
I_L	1	0,75	0,50	0,25	0	-0,25
$c_u (w_L = 50)$ (kPa)	1,5	5	15	40	100	300
$c_u (w_L = 100)$ (kPa)	2,3	8	25	70	170	500
$E_{oedo} (w_L = 50)$ (kPa)	90	300	1000	3400	11000	35000
$E_{oedo} (w_L = 100)$ (kPa)	62	200	600	1900	5700	16000
σ'_c (kPa)	7	23	90	300	1000	3500

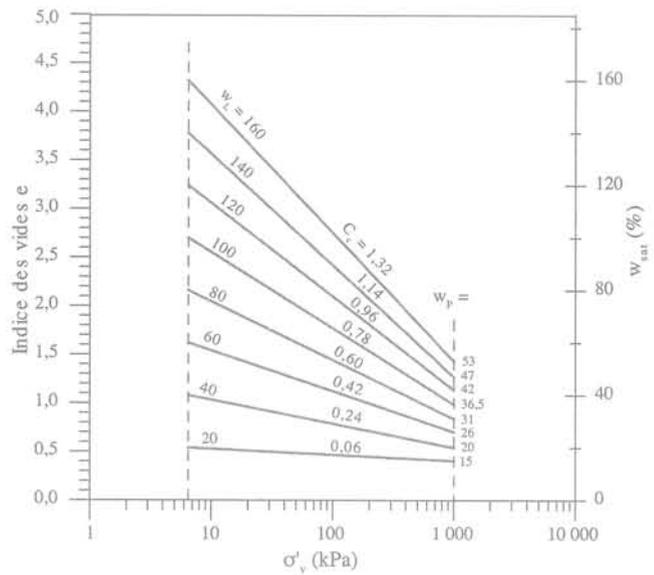


FIG. 2 Abaque de la consolidation œdométrique. Oedometric consolidation abacus.

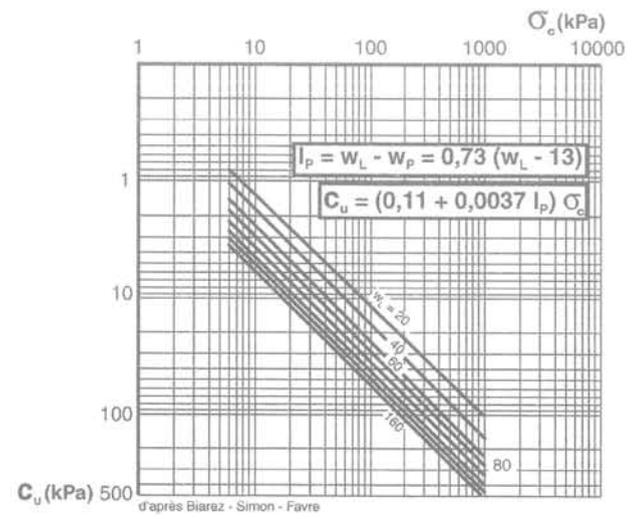


FIG. 3 Abaques des argiles remaniées. Remoulded clay abacus.

Nature et arrangement des grains de l'argile GoG

3.1

L'argile GoG (golfe de Guinée)

Une carotte STACOR de 17 m de long a été prélevée par 700 m de fond sur le site B au large du golfe de Guinée. Elle a été fournie, débitée en tronçons de 1 m numérotés en fonction de leur profondeur, et stockés verticalement dans une chambre froide. Ainsi le tronçon se trouvant par exemple entre 7,10 m et 8,10 m de profondeur sera numéroté 7-8. Chaque tronçon a été débité en 7 sous-tronçons (numérotés X 7-8, X variant de 1 à 7, Fig. 4a), pour effectuer un maximum de mesures suivant un pas régulier pour analyses statistiques et géostatistiques. Le matériau apparaît comme une argile très plastique de couleur gris foncé, saturée et comportant de nombreux débris coquillés. Ceux-ci sont visibles à l'œil nu, comme le montre la figure 4b de l'argile à l'état sec, leur distribution causant une certaine hétérogénéité.

3.2

Nature des « grains »

Deux évolutions de w_L et w_p sont mises en évidence dans sur la figure 5. Globalement, les deux limites, variant de 110 à 160 % pour w_L et de 30 à 90 % pour w_p , décroissent en escalier jusqu'à 7 à 8 m de profondeur, puis semblent rester constantes entre 7-8 m et 15 m (noté par l'intervalle [7-8-15] m). Ces résultats indiqueraient deux parties dans le sol, [1-7-8] m et [7-8-15] m, qui se différencient par la nature de leurs « grains », ce terme que nous utiliserons souvent pouvant désigner également un agrégat formé d'un ensemble de particules argileuses avec des éléments siliceux et organiques. L'analyse du degré argileux du sol par le bleu de Méthylène, présentée parallèlement aux limites d'Atterberg dans la figure 5, montre une variation, là aussi en escalier du VBS croissante dans la tranche [1-7-8] m. Cette variation qui semble s'opposer à

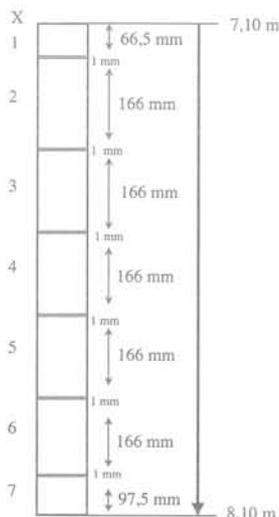


FIG. 4 Argile GoG. a) Carotte Tacore ; b) échantillon d'argile GoG à l'état sec. GoG clay. a) Stacore core cutting ; b) GoG sample.

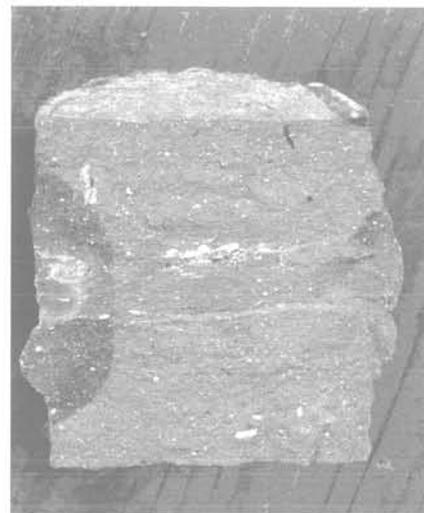
celle de w_L , viendrait de proportions argileuses de natures minéralogiques différentes, entre [1-3] m, [3-5] m puis [5-7-8] m, la fraction argileuse étant la même à 3 m et à 9 m (Puech *et al.*, 2005 ; Fig. 6) et éventuellement entre ces profondeurs. A partir de 8 m la valeur du VBS se stabilise (comme pour les limites) autour de 4,5, la nature minéralogique ainsi que la proportion de la fraction argileuse restent donc constantes. La marche d'escalier entre 5 et 7-8 m est toutefois plus forte, dans les trois diagrammes particulièrement pour w_L (autour de 110 %) et pour le VBS (autour de 3,4), les points représentant w_p étant plus dispersés. Cette dispersion se transmet sur les valeurs de l'indice de plasticité I_p . Ainsi, sur l'abaque I_p-w_L présenté en figure 7, les points - 7 m (moins de 7 m) et + 7 m (plus de 7 m) correspondent à des argiles de type smectite. Quelques points à I_p faible, à des profondeurs variant de 4 à 5 m de 8 à 9 m et vers 13 m, témoignent, d'une légère présence d'éléments organiques qui perturbent les évolutions de la cohésion non drainée (Favre et Hattab, 2005).

3.3

Arrangement des « grains »

L'arrangement des grains et son évolution sont indiqués par la variation de la teneur en eau w_{nat} ou celle de l'indice des vides e , ainsi que la contrainte effective axiale σ'_v , celle-ci ayant été calculée à partir du poids spécifique déjaugé γ moyen par mètre pour les couches - 7 m, et par 50 cm pour les couches + 7 m. Le poids spécifique des grains solides, et de l'eau de mer sont $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_w = 10,2 \text{ kN/m}^3$.

Nous pouvons noter les fortes valeurs de la teneur en eau naturelle (Fig. 8), particulièrement en surface entre 1 et 5 m, avec des valeurs allant jusqu'à 180 %. A partir de 7 m de profondeur, w_{nat} semble se stabiliser autour de 120 % et même augmenter (ce phénomène sera expliqué par l'analyse de la cohésion non drainée). Par ailleurs, la particularité observée en marche d'escalier dans les diagrammes des limites, semble se répéter dans ceux de w_{nat} . σ'_v ne varie pas linéairement en fonction de la profondeur (Fig. 8a) puisque w_{nat} (donc γ) n'est pas constant. Néanmoins, par effet d'intégration (lissage) la déviation par rapport à la linéarité est très faible, elle sera néanmoins significative pour la comparaison avec la pression de consolidation et le calcul de l'OCR.



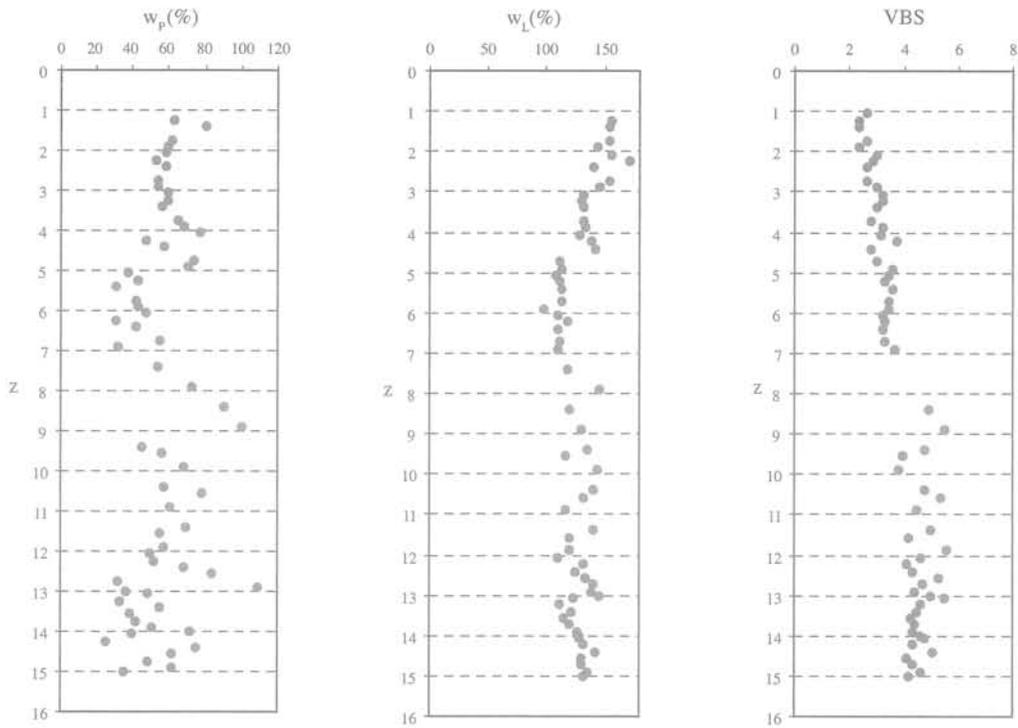


FIG. 5 Variation des limites w_L et w_p et du VBS en fonction de la profondeur.
Variation of limits w_L and w_p and of MBV in function of depth.

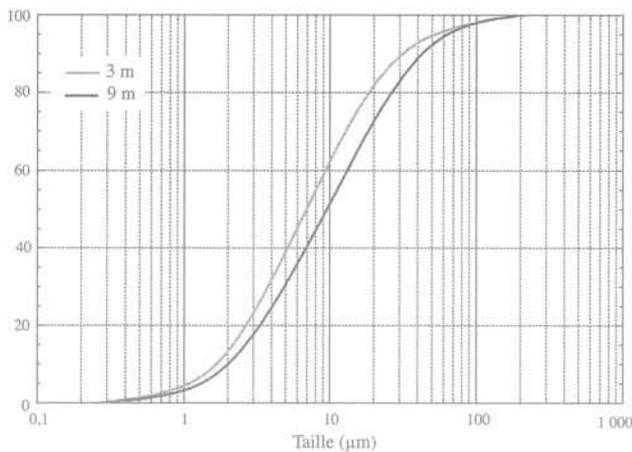


FIG. 6 Courbe granulométrique à 3 m et à 9 m de profondeur.
Grain size distribution after Puech *et al.* (2005).

Dans les corrélations proposées précédemment, les argiles minérales, remaniées, normalement consolidées doivent se situer autour de l'équation 7, représentée par la droite NCRC (courbe normalement consolidée remaniée simplifiée) de la figure 9 ; les mêmes argiles surconsolidées, se situent en dessous de cette droite.

La variation $I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$ en fonction de σ'_v calculée

pour l'argile GoG, donne un nuage de points au-dessus de NCRC (Fig. 9). Cette observation met en évidence une structure avec un arrangement particulier de « grains » liés entre eux, ce qui les empêche de se resserrer « normalement » comme cela pourrait être le cas pour une argile remaniée reconstituée au laboratoire. Ce liant pourrait être une légère cohésion de type physico-chimique, que nous mesurons plus loin au Fall Cone et au scissomètre de laboratoire, et par ailleurs

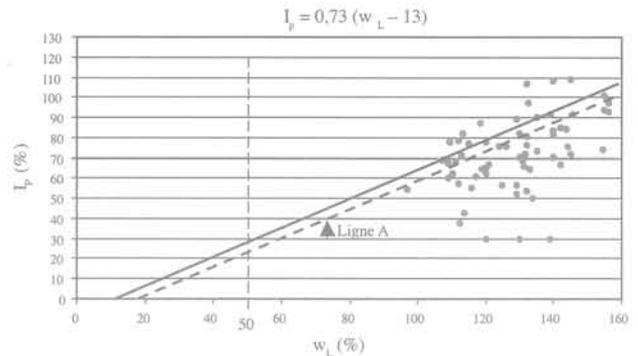


FIG. 7 Résultats expérimentaux comparés à l'abaque I_p - w_L .
Experimental results in comparison with I_p - w_L .

obtenue par De Gennaro *et al.* (2005) dans l'argile GoG du site A. Le plan (I_v , σ'_v) (Fig. 10) permet de représenter ces résultats au vu de la courbe ICL (*intrinsic compression line*) et la SCL (*sedimentation compression line*) proposées par Burland (1990). I_v est l'indice des vides normalisé, équivalent d'une certaine manière à I_L et

défini par $I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} \cdot e_{100}^*$ et e_{1000}^* sont les valeurs

de l'indice des vides, pouvant être obtenues sur chemin œdométrique, pour respectivement $\sigma'_v = 100$ kPa et $\sigma'_v = 1000$ kPa, et corrélées aux limites w_L (ou e_L) et w_p (ou e_p) (corrélation 10).

$$\begin{cases} e_{100}^* = 0,109 + 0,679e_L - 0,089e_L^2 + 0,016e_L^3 \\ C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256e_L - 0,04 \end{cases} \quad (10)$$

La ICL (en pointillés) représente la compressibilité des argiles remaniées, telle que pour $e = e_{100}^*$ et pour $e = e_{1000}^*$ $I_v = -1$. Son équation est exprimée par (11) :

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log \sigma'_v + 0,015 (\log \log \sigma'_v)^3 \quad (11)$$

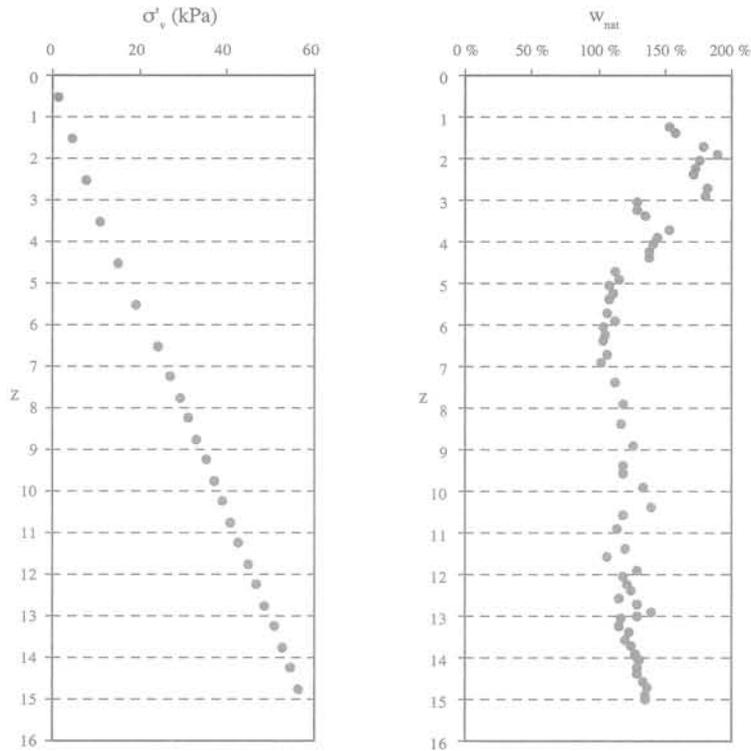


FIG. 8 Paramètres « d'arrangement des grains » en fonction de la profondeur.
Parameters of « arrangement of grains » in function of depth.

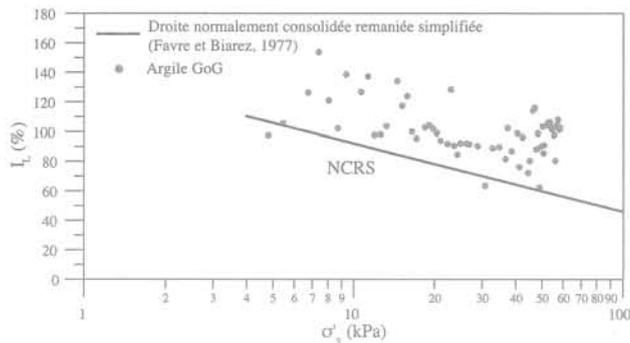


FIG. 9 Variation $I_L - \sigma'_v$.
($I_L - \sigma'_v$) variation.

La SCL (en trait plein) lui est approximativement parallèle. Celle-ci représente la compressibilité des argiles naturelles, elle a été obtenue à partir des résultats sur un grand nombre d'argiles sédimentées, pour la plupart en fond marins, collectées par Skempton (1970). Les points expérimentaux ont été définis en prenant l'état initial *in situ* et la limite de liquidité à chaque profondeur pour calculer e^*_{100} et e^*_{1000} d'après (10) et (11). Les résultats sur le plan (I_v, σ'_v), montrent des points principalement concentrés au-dessus mais très proches de la SCL, un domaine de sédimentation autour de la SCL semble ainsi se distinguer (Cotecchia et Chandler, 1997).

4

Déformabilité sur chemin œdométrique

Les essais œdométriques sont réalisés en chargement-déchargement sur des échantillons, pris dans les

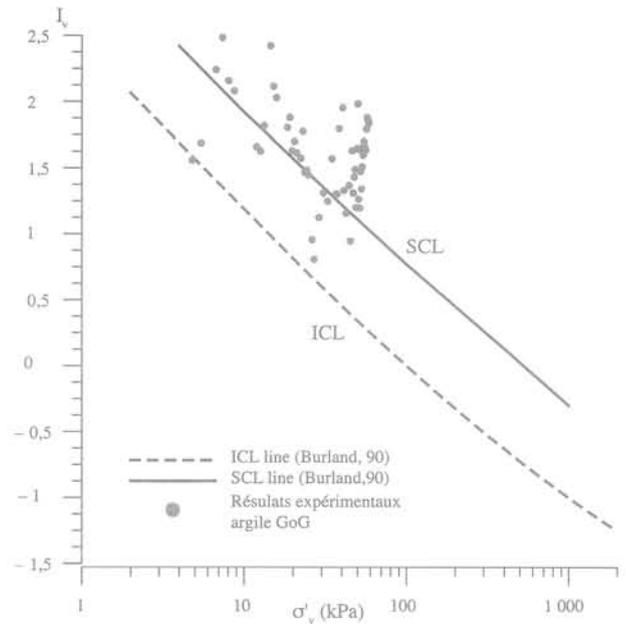


FIG. 10 Résultats expérimentaux dans le plan (I_v, σ'_v).
Experimental results in (I_v, σ'_v) plane.

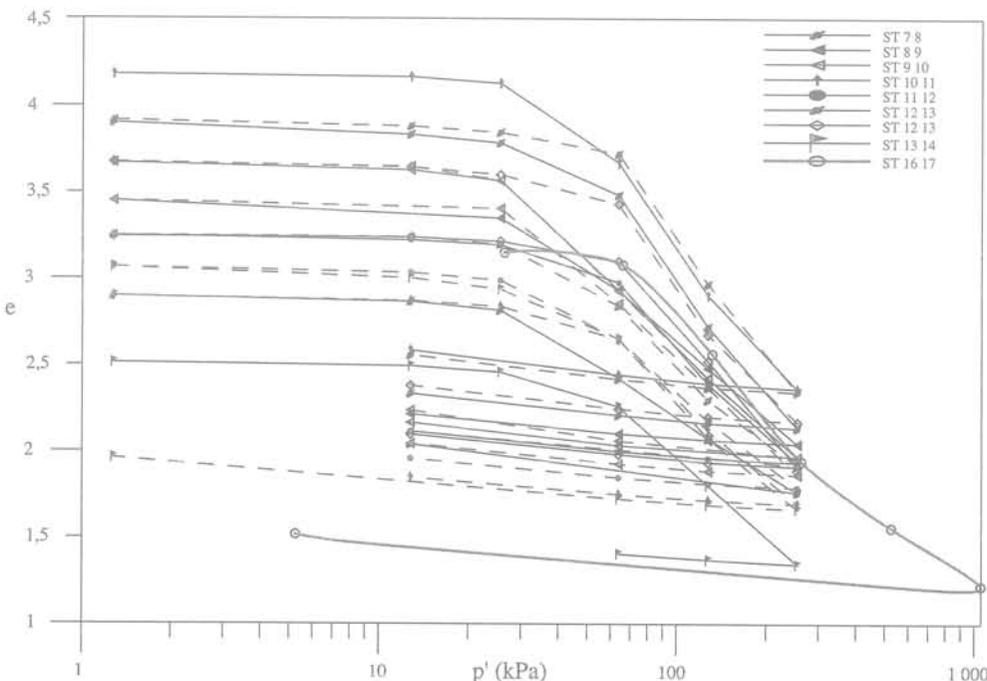
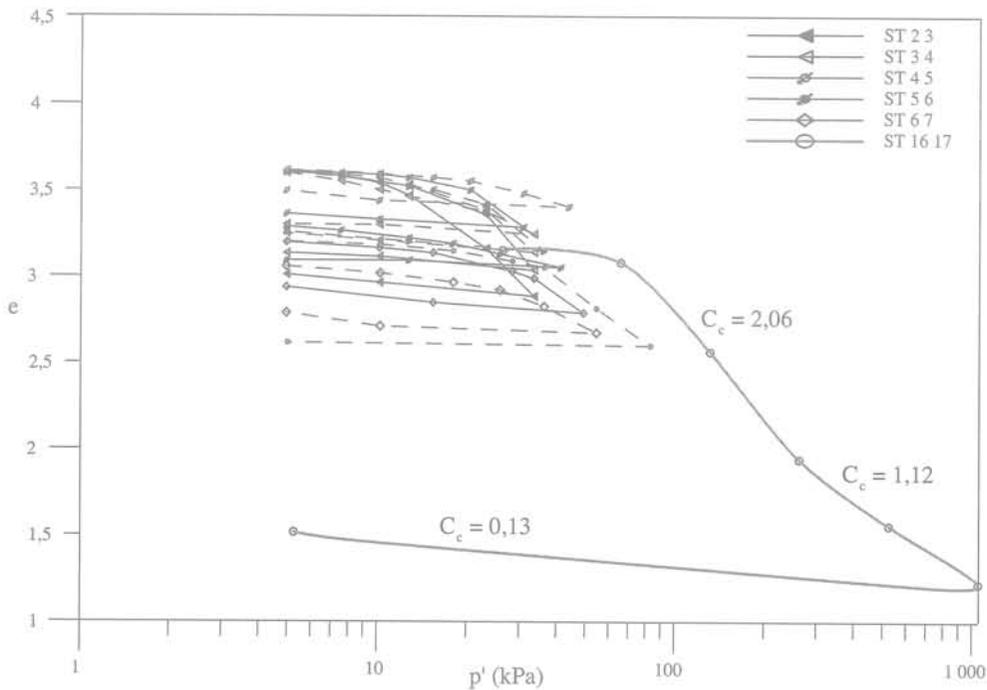
sous-tronçons 2 et 5, de hauteur $H = 24$ mm et de diamètre $D = 70$ mm. Ces chargements sont effectués par paliers à des contraintes effectives allant jusqu'à 80 kPa pour les couches - 7 m de profondeur, et à plus fortes contraintes, jusqu'à 250 kPa pour les couches + 7 m. Un essai sur l'échantillon (2 16-17) à 16,25 m de profondeur s'est, quant à lui, poursuivi jusqu'à une contrainte de 1050 kPa, soit 17 fois la contrainte effective *in situ* $\sigma'_v = 61$ kPa, ce afin de suivre le comportement jusqu'aux fortes contraintes. Au vu de la courbe (2 16-17), la

figure 11 montre les résultats pour les profondeurs -7 m, et la figure 12 pour les profondeurs +7 m. Sur ces plans, les échantillons sont indiqués en fonction des cotes du tronçon et par la nature du sous-tronçon (ST), les traits pleins correspondant au sous-tronçon 2 et les traits discontinus aux sous-tronçons 5. Toutes les caractéristiques mécaniques déduites à partir de ces résultats sont ensuite représentées en fonction de z.

La figure 13 donne deux tendances de « surconsolidation », le sol paraît normalement consolidé entre 8 et 15 m avec des OCR variant autour de 1, et légèrement surconsolidé entre 2 et 8 m, avec des OCR variant entre

1 et 1,7 ; toutefois, nous avons à 5-6 m un point particulier pour lequel OCR = 0,7. La figure 14 montre que l'indice de compression C_c , variant en moyenne autour de 1,5 sur toute la profondeur, est quasi systématiquement supérieur à la corrélation (4) ; mis à part quelques points entre 2 et 6 m, dont les essais effectués à faible chargement ont sous-estimé les valeurs de C_c .

Ce décalage montre que l'influence de facteurs rattachés aux conditions de dépôt et aux événements qui le suivent (lessivage) (Burland, 1990) devient, pour cette argile, significative ; et cette compressibilité plus forte vient, comme cela est schématisé en figure 15, de la



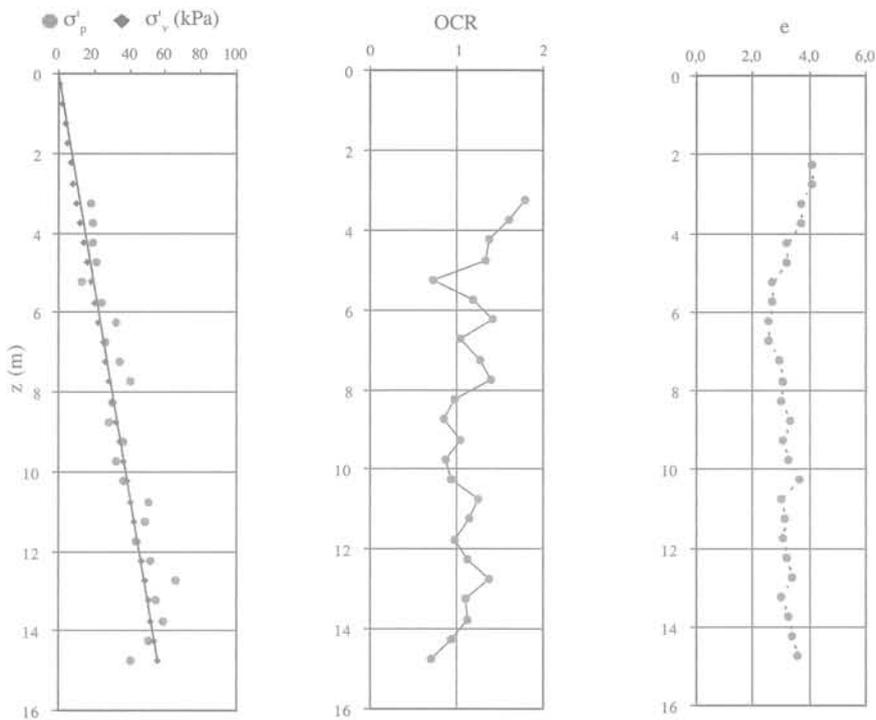


FIG. 13 Variation de σ'_v , σ'_p , OCR et e (*in situ*) en fonction de la profondeur.
 σ'_v , σ'_p , OCR and e (*in situ*) in function of the depth.

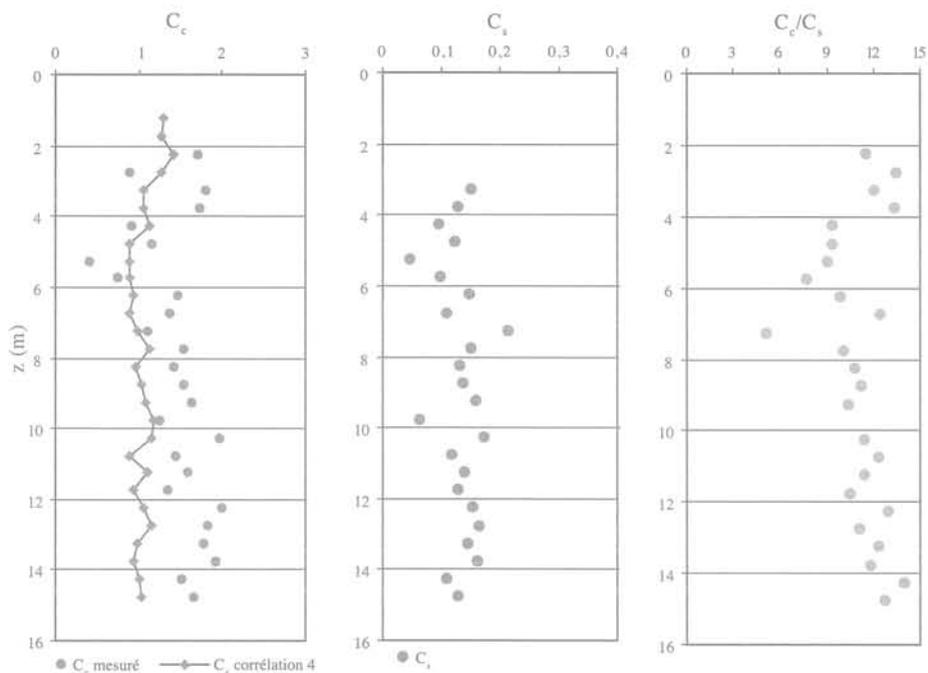


FIG. 14 Variation de C_c et C_s en fonction de la profondeur.
 C_c and C_s in function of the depth.

destruction progressive des liens entre « grains » lors du chargement œdométrique. Lorsque, à forte contrainte, tous les liens ont été détruits, le comportement rejoint celui de l'argile remaniée (Biarez et Hicher, 1994 ; Burland, 1990). Les modules œdométriques $E_{\text{œdo}}$ passent de 55 kPa environ à 2 m à 330 kPa à 15 m dans un rapport de 0,75 à 0,6 avec la référence. L'indice de gonflement C_s semble stable autour de 0,13 également

sur toute profondeur, par contre, le rapport C_c/C_s affiche des valeurs très fortes comparé à la corrélation (8), soit de 10 à 12 au lieu de 4 à 6 dans les argiles remaniées. Nous pouvons affirmer, pour l'argile GoG, que le comportement est de type normalement consolidé non remanié, le OCR obtenu au niveau du coude de la courbe œdométrique, met en évidence la cimentation. La seconde tendance de la courbe qui caractérise le

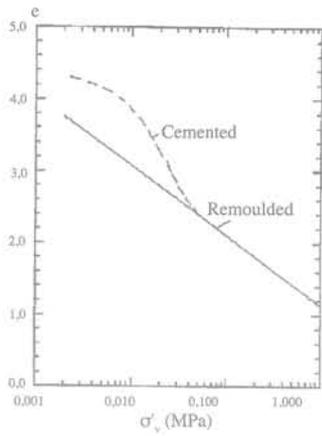


FIG. 15 Influence de la cimentation, d'après Biarez et Hicher (1994).
Influence of the cementation, after Biarez and Hicher (1994).

matériau lorsqu'il est remanié, correspond selon Burland (1990) à la courbe de compression intrinsèque ICL. L'essai œdométrique (ST 2 16-17) réalisé jusqu'à 1050 kPa montre clairement cette évolution du comportement (Figs. 11 et 12). Deux indices de compression C_c sont alors mis en évidence, l'un dans le domaine des faibles et moyennes contraintes (σ'_v : 90 kPa \approx 300 kPa, $C_c = 2,063$) et l'autre dans celui de fortes contraintes ($\sigma'_v > 300$ kPa, $C_c = 1,115$).

Un calcul de l'expression de la ICL à partir de (11) et (10) en fonction du paramètre I_L , montre une estimation plus forte de la compressibilité par rapport à NCRS, exprimée par la relation (7). La représentation

(Fig. 16) dans le plan (I_L , σ'_v) montre qu'en effet la ICL (en traits discontinus) se situant en dessous de NCRS (en trait continu), les deux courbes sont approximativement parallèles à partir de $\sigma'_v = 100$ kPa. Les chemins œdométriques, reportés également dans le plan normalisé (I_L , σ'_v) de la figure 16, évoluent vers un coude localisé d'une manière générale au-dessus de NCRS. Un domaine caractérisant la sédimentation des sédiments GoG semble ainsi mis en évidence, comme cela a été constaté plus haut. Par ailleurs, il n'apparaît pas de distinction particulière entre les courbes par -7 m de profondeur (en trait continu) et +7 m (en traits discontinus), mis à part le fait de ces derniers vont plus loin en chargement. Alors que NCRS semble représenter une asymptote pour le chemin œdométrique sur de la kaolinite P300 reportée dans ce plan, les courbes de l'argile GoG subissent une plus forte compressibilité et semblent aller rejoindre la ICL, ceci est particulièrement évident dans le cas de ST 16-17. L'hétérogénéité de l'argile GoG notamment avec un grand nombre de débris coquillés qui continueraient à s'écraser, ainsi que la compressibilité des « grains » eux-mêmes, peuvent expliquer cette différence avec les argiles minérales plus homogènes de laboratoire.

5

Rupture en non drainé

La cohésion non drainée (Fig. 17) a été mesurée au Fall Cone (c_{uf}) figurée par des carrés et au scissomètre de laboratoire (c_{ul}) figurée par des ronds. Leurs variations sont comparées à l'équation de Skempton (5) (c_{us}), figurée par des losanges, pour les argiles minérales remaniées normalement consolidées. Ces résultats

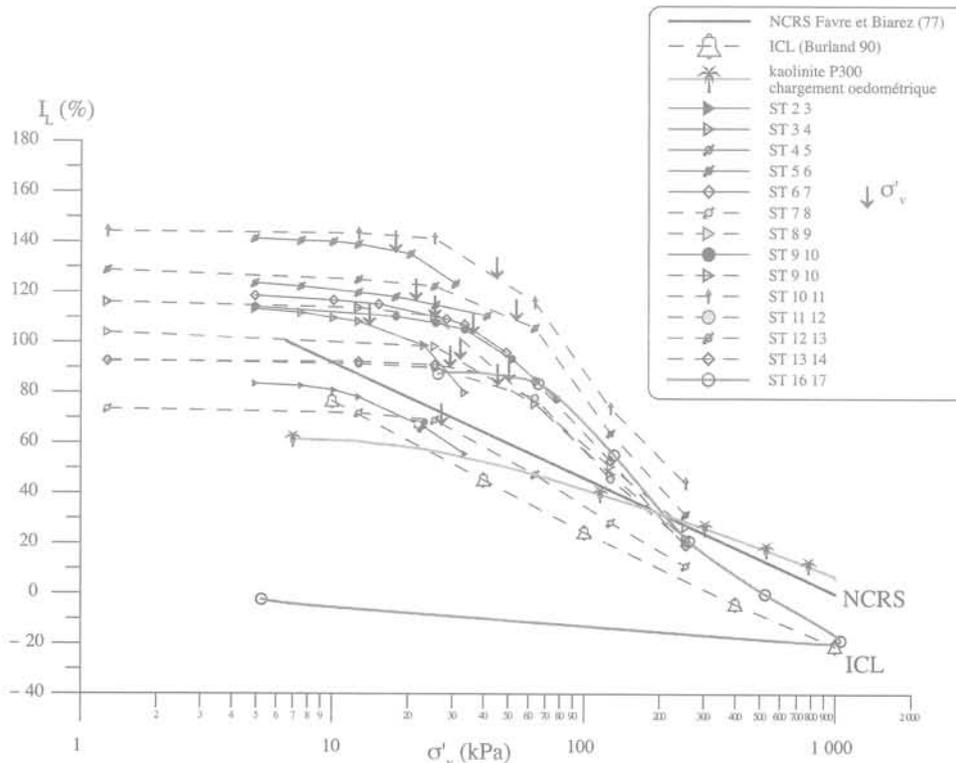


FIG. 16 Chemin œdométrique dans I_L , σ'_v .
Oedometric path I_L , σ'_v in plane.

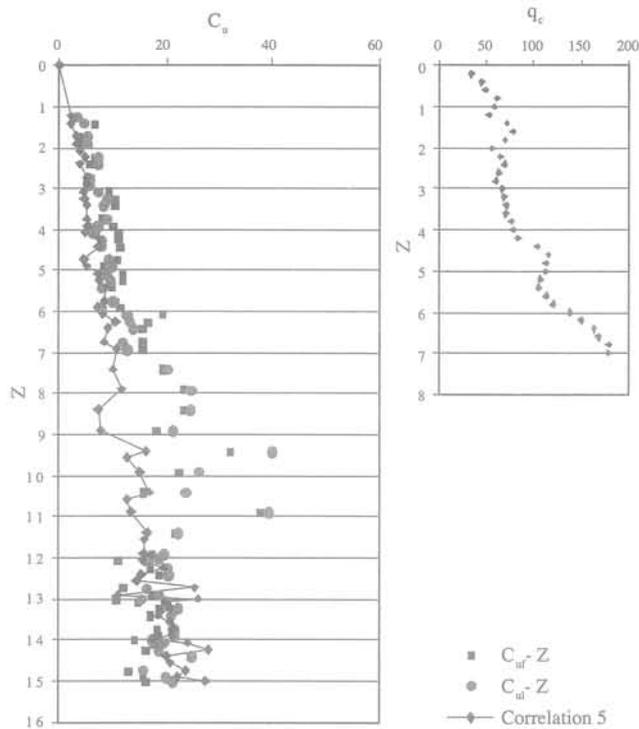


FIG. 17 Profil des cohésions non drainées (c_{us} , c_{upr} , c_{ul}), et profil pénétrométrique. Undrained cohesion profiles (c_{us} , c_{upr} , c_{ul}), and penetrometric profile q_c .

mettent en évidence un c_{upr} quasi systématiquement supérieur au c_{ul} sur -7 m et inférieur sur $+7$ m. Ainsi, une réponse non indépendante des appareils pour deux sols différents serait possible. D'autre part, les mesures sont légèrement supérieures à l'équation (5) de Skempton de 1 à 7 mètres environ mettant en évidence la cohésion naturelle de type physico-chimique, déjà constatée auparavant. En revanche, les mesures entre 7 et 9 mètres s'éloignent fortement de la corrélation pour s'en rapprocher à partir de 9 m et la rejoindre

vers 12-13 mètres. Elles restent cohérentes entre Fall Cone et scissomètre de laboratoire. Ce type d'évolution en fonction de la profondeur pourrait s'expliquer par un phénomène de décapage-remblaiement, ces phénomènes de variations de c_u , ayant également été constatées par Matsuo *et al.* (1975) sur les dépôts portuaires ayant subi les phases de remblaiement dans le port de Nagoya : la cohésion non drainée présentait une variation de type de la ligne M (Fig. 17). On aurait affaire à un dépôt précédent qui aurait été décapé de moins de 7 à 8 mètres (glissement marin), puis remblayé par un nouveau dépôt de 7 à 8 mètres. Cette hypothèse explique également la variation constatée dans le profil de w_{nat} . Par ailleurs, les variations en escalier constatées entre 1 m et 7 m, pour w_L , w_{pr} , VBS et w_{nat} ont été confirmées, par une analyse en composantes principales (ACP) sur le tableau transposé (Favre *et al.*, 2004), de la cohésion non drainée et des paramètres de nature et d'arrangement des grains. Elles pourraient conduire à distinguer 3 sous-couches dans les -7 m ; de 1 à 2 mètres, de 2 à 5 mètres et de 5 à 7-8 mètres (Fig. 18). Les variations de la résistance de pointe pénétrométrique sur -7 m (Fig. 17), mesurées à une distance voisine du site B d'une dizaine de mètres, évoluent également dans le même sens donnant un $N_k = 8,4$ dans le cas du Fall Cone et un $N_k = 11,1$ dans le cas du scissomètre de laboratoire.

6

Conclusion

Une analyse extrêmement fine suivant un pas de 16,7 cm, d'un grand nombre de variables tant physiques, w_L , w_{pr} , VBS, w_{nat} , que mécaniques C_{cr} , C_{gr} , OCR, C_u fall-cone, C_u scisso-lab, q_c , a été faite sur une carotte Stacor de très bonne qualité de 17 m prélevée par 700 m de profondeur dans le golfe de Guinée. Outre la modélisation géostatistique en cours de publication, de cette étude, un certain nombre de conclusions, sur la nature de l'argile marine grande profondeur GoG, peuvent être avancées. L'argile est de type smectite, avec des débris coquillés, des éléments organiques, siliceux, carbona-

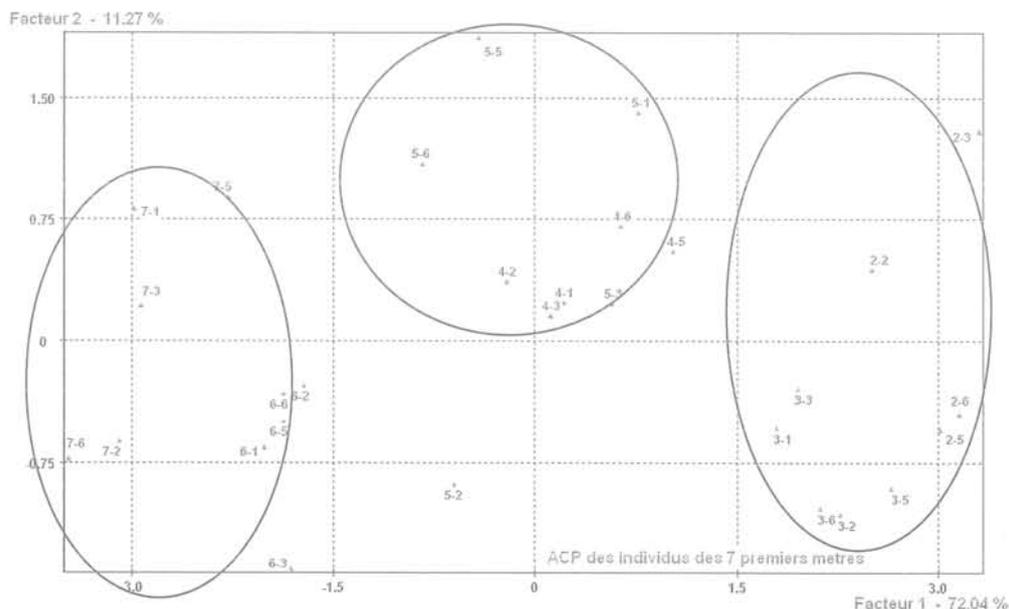


FIG. 18 Analyse en composantes principales (ACP). Principal components analysis (PCA).

tés. Sa composition minéralogique apparaît comme riche, complexe et vraisemblablement non uniforme sur 17 m de profondeur. La confrontation de ses paramètres avec les comportements de référence, des argiles remaniées de laboratoire et avec l'abaque de sédimentation de Burland, permet de mettre en évidence un phénomène de sédimentation à fort indice des vides (abaque Burland). Celui-ci correspond à un auto-serrage des grains contrarié (abaque $I_L - \log \sigma'_v$) par une cohésion qui est une liaison de type physico-chimique. La cohésion non drainée s'en trouve augmentée de 1,2 à 1,3 par rapport à celle des argiles remaniées. Cette cohésion fait apparaître une « surconsolidation » apparente dans les premiers mètres, qui ne dépasse pourtant pas ici 2, un coude prononcé (argile sensible) dans les chemins œdométriques donnant un rapport C_c/C_s très supérieur à celui des argiles remaniées.

Enfin, le pas très fin de mesure a permis de mettre en évidence une genèse complexe du site, avec un phénomène de décapage de moins de 7 à 8 m environ dont l'origine pourrait être intéressante à trouver, car il pourrait se reproduire et être dangereux pour les ouvrages des grands fonds. Puis, un phénomène de remblaiement de 7 à 8 m ayant pu se faire en 3 phases de nature distinctes de 2 à 3 m mètres environ chacune et correspondant à des cycles d'érosion terrestre et de transport-sédimentation.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la société Fugro-France qui a mis à leur disposition les 17 tronçons de la carotte Stacor du site B, ainsi que le CLAROM dans le cadre duquel s'est faite cette étude et qui l'a financée, et plus spécialement MM. Meunier, Nauroy et Puech pour les échanges scientifiques avec eux.

Bibliographie

- Biarez J., Favre J.L. – « Parameters fitting and statistical analysis of data in soils mechanics ». Proc. 2 Int. Conf. Appl. Stat. Prob., Aix-la-Chapelle, 1975, vol. 2, p. 249.
- Biarez J., Favre J.L. – « Statistical estimation and extrapolation from observations ». Rapport à la session spec. n° 6, C.R. du 9^e congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond, Tokyo, 1977, vol. 3, p. 505.
- Biarez J., Favre J.L., Rudelle M. – « Application de l'analyse des correspondances à l'étude des sédiments marins carbonatés ». Proc. special. session 6, Topic 2, édition. École centrale Paris, 1977.
- Biarez J., Fayad T., Taillez S., Gomes Correia A., Flavigny E., Branque D. – « Argiles et craies du tunnel sous la Manche : grains sans et avec colle ». 2nd Int. Conf. on Hard Soil and Soft Rocks, Balkema, 1998, vol. 1, p. 437-445.
- Biarez J., Hicher P.-Y. – « Elementary mechanics of soils behaviour. Saturated remoulded soils ». Balkema A.A., 1994. Rotterdam/Brookfield.
- Burland J.B. – « On the compressibility and shear strength of natural clays ». Géotechnique, vol. 40, n° 3, 1990, p. 329-378.
- Cotecchia F., Chandler R.J. – « The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay ». Géotechnique, vol. 47, n° 3, p. 523-544.
- Cozzolino E.V.M. – « Statistical forecasting of compression index ». Proc. 5th Int. Conf. Soils. Mech. Fond. Eng, Paris, 1961, vol. 1, p. 51, Paris.
- De Gennaro V., Puech A., Delage P. – « On the compressibility of deepwater sediments of the Gulf of Guinea ». Proc. Int. Symp. On frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australia, 2005.
- Favre J.L. – « Table ronde sur les corrélations de paramètres en mécanique des sols ». Ss la dir. de Biarez, École centrale Paris, 1972, vol. II, p. 1-51.
- Favre J.L. – « Milieu continu et milieu discontinu. – Mesure statistique indirecte des paramètres rhéologiques et approche probabiliste de la sécurité ». Thèse de doctorat d'État ès sciences physiques, université Pierre-et-Marie-Curie, Paris 6, 1980.
- Favre J.L., Biarez J., Mekkaoui S. – « Models for large strain behaviour of sands and remoulded clays in oedometer and triaxial tests ». PARAM 2002 International Symposium. LCPC/Presses de l'ENPCs Ponts, 2002, p. 369-385.
- Favre J.L., Chabou D., Chauvet P. – « Modélisation géostatistique des sols marins grande profondeur ». Rapport de recherche, projet CLAROM, École centrale Paris, 2005.
- Favre J.L., Hattab M. – « Propriétés des sédiments marins grande profondeur ». Rapport de recherche, projet CLAROM, École Centrale centrale Paris, 2005.
- Hattab M., Hicher P.Y. – « Dilating behaviour of overconsolidated clay ». Soils and Foundations, vol. 44, n° 4, 2004, p. 27-40.
- Ismail M.A., Joer H.A., Randolph M.F., Meritt A. – « Cementation of porous materials using calcite ». Géotechnique, vol. 52, n° 5, 2002, p. 313-324.
- Lambe T.W., Martin M. – « Composition and Engineering Properties of soils ». Highway Research Board, vol. 36, 1957, p. 693-702.
- Magnan J.P. – « Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols ». Presses de l'ENPCs Ponts, Paris, 1982.
- Matsuo M., Kuroda K., Asaoka A. – « Uncertainties and decision in design of embankment ». Proc. 2nd ICASP, Aachen sept. 1975, p. 143-145.
- Puech A., Colliat J.L., Nauroy J.F., Meunier J. – « Some geotechnical specificities of Gulf of Guinea deepwater sediments ». Proc. Int. Symp. On Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australia, 2005.
- Ohtsubo M., Egashira K., Koumoto T., Bergado D.T. – « Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok Clay : Comparaison with Ariake Clay ». Soils and Foundations, vol. 40, n° 1, 2000, p. 11-21.
- Skempton A.W. – « Les fondations (1954) ». Léonards G.A. Dunod Paris, 1968.
- Skempton A.W. – « Notes on compressibility of clays ». Q. J. Geol. Soc., 100, 1944, p. 119-135.
- Skempton A.W. – « The consolidation of clays by gravitational compaction ». Q. J. Geol. Soc. 125, 1970, p. 373-411.
- Yin J.H. – « Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, n° 6 p. 1085-1095.

Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement

F. MARTIN

Centre d'études des tunnels
25, av. François-Mitterrand
69674 Bron Cedex
LMT Cachan, ENS Cachan
Univ. Paris 6/CNRS

R. DESMORAT

LMT Cachan, ENS Cachan
61, av. du Président-Wilson
94230 Cachan

A. SAITTA

Laboratoire régional
des ponts et chaussées
d'Aix-en-Provence
107, rue Albert-Einstein
13791 Aix-en-Provence

Résumé

Une solution semi-analytique au calcul de la courbe de convergence d'un terrain est présentée. Les non-linéarités des matériaux rocheux sont modélisées en utilisant le formalisme de l'endommagement phénoménologique isotrope. Une validation de la solution par la méthode des matrices de transfert est proposée. Le tunnel du Bois de Peu, près de Besançon, sert d'application concrète aux calculs montrant la possibilité d'utiliser la mécanique de l'endommagement pour le dimensionnement en travaux souterrains.

Mots-clés : endommagement, convergence-confinement, courbe de convergence, méthode des matrices de transfert, méthode hodographique, tunnels, non-linéarités.

Ground reaction curve for a phenomenological damage model

Abstract

A closed-form solution of the ground reaction curve is presented. Non-linearities of rock materials are modelled by using the isotropic phenomenological damage formalism. A validation of the solution by the transfer matrix method is proposed. The « Bois de Peu » tunnel, close to Besançon, provides a practical application to calculations showing the possibility to use the damage mechanics for design in underground work.

Key words : damage, convergence-confinement ground reaction curve, transfer matrix method, hodograph method, tunnels, non-linearities.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} mars 2007.

Introduction

L'endommagement

Le phénomène d'endommagement des matériaux rocheux est connu depuis fort longtemps. Il se traduit concrètement par une perte progressive de rigidité, accompagnée le plus souvent d'un radoucissement [1]. A l'échelle des minéraux, des microfissures s'ouvrent entre grains et se rejoignent progressivement (coalescence) jusqu'à la ruine macroscopique.

On a vu se développer depuis quelques années des modèles et des concepts d'endommagement des géomatériaux basés sur la théorie de la mécanique de la fracture et de l'homogénéisation macroscopique [2, 3]. Ces modèles – répondant parfaitement à la modélisation pointue d'ouvrages dans des matériaux endommageables (argilites, grès, granites, marnes indurées, etc.) – nécessitent toutefois l'identification d'un nombre relativement important de paramètres avec parfois la mise en oeuvre d'essais compliqués ; ils conduisent souvent à des difficultés numériques conséquentes, tant au niveau de l'implémentation dans un code de calculs par éléments ou différences finis qu'au niveau du temps de calcul.

La mécanique de l'endommagement phénoménologique – ou mécanique de l'endommagement continu [4, 5] – est en développement depuis près de 30 ans et a montré son utilité et son efficacité pour un nombre important de matériaux et d'applications [6-9]. Les modèles les plus utilisés ont un nombre restreint de paramètres et un simple essai monotone suffit souvent pour leur identification. Pour les roches, le couplage de l'endommagement avec la plasticité et la viscoplasticité a été proposé par plusieurs auteurs [10], en particulier pour les argilites de l'Est de la France [11-13]. Dans ces mêmes argilites, des travaux ont été menés sur la relation entre l'endommagement et la perméabilité [14].

Le présent travail propose une application d'un modèle simple d'élasticité endommageable [15] au cas particulier des travaux souterrains : le calcul de la courbe de convergence. La simplicité du modèle permet d'obtenir une solution semi-analytique pour un comportement néanmoins fortement non linéaire.

Rappel sur la méthode convergence-confinement

La méthode convergence-confinement [16] est d'usage très courant en ingénierie souterraine pour sa simplicité et sa rapidité d'utilisation. Elle permet de fixer les ordres de grandeur des convergences et des efforts dans les soutènements, et ainsi de prédimensionner aisément les cintres, coques de béton projeté ou revêtements en béton coffré selon le choix du concepteur.

Plus qu'une méthode, ce concept repose sur une formulation entièrement analytique du problème mécanique [17, 18], issue de calculs en milieux continus utilisant des hypothèses simplificatrices :

- axisymétrie d'axe \vec{z} , l'axe du tunnel :
- massif homogène isotrope,
- contraintes initiales isotropes,
- cavité circulaire,
- cavité à moyenne ou grande profondeur ;
- état en déformations planes ($\epsilon_z = 0$).

La méthode est basée sur une modélisation simple du déconfinement progressif du massif autour du front de taille par l'introduction d'une pression fictive dont l'évolution est gouvernée par le taux de déconfinement $\lambda(x)$ où x est la distance au front de taille [19] (Fig. 1) :

$$P_f(x) = (1 - \lambda(x))\sigma_0 \quad (1)$$

où σ_0 est la contrainte initiale isotrope et P_f la pression fictive radiale en paroi.

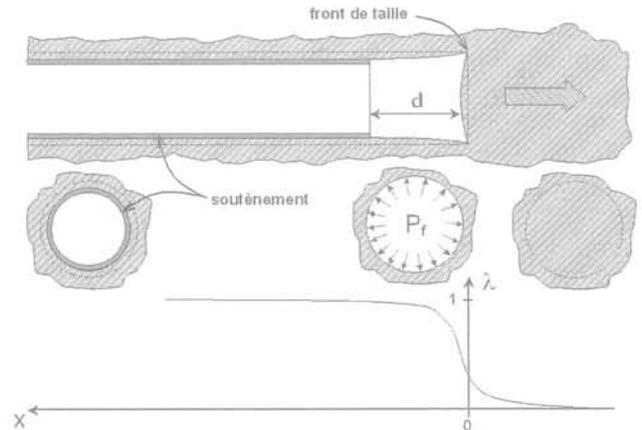


FIG. 1 Notion de déconfinement en déformations planes : introduction d'une pression fictive P_f et du taux de déconfinement λ .

Loss of confinement concept in plane strains : introduction of a fictive pressure P_f and a confinement loss λ .

L'interaction soutènement-terrain est prise en compte comme suit : la distance d de pose du soutènement pilote directement le niveau de chargement de celui-ci placé en arrière du front. La courbe de convergence qui nous intéresse dans cet article est l'expression de la pression $P_f(x)$ en fonction du déplacement en paroi $u(x)$. Il s'agit donc d'une courbe paramétrique, de paramètre x . Son intersection avec la courbe de confinement – ou de chargement du soutènement – monotone croissante donne l'équilibre final du système.

La méthode hodographique en travaux souterrains

La méthode de calcul dite hodographique a été proposée et adaptée aux travaux souterrains par Biot en 1974 [20], afin d'étudier l'impact du comportement non linéaire des roches sur les convergences. Elle fut ensuite reprise par Detournay *et al.* en 1985 [21] qui l'utilisèrent pour calculer l'expression de la courbe de convergence dans le cas d'un matériau élasto-plastique avec écrouissage positif. Récemment, Mitaim *et al.* ont utilisé la méthode hodographique dans le cas d'une approche modélisant l'endommagement rocheux par la mécanique de la rupture [22], ainsi que pour un modèle de sol hyperbolique [23]. Précisons juste, à ce

Loi d'endommagement et expression énergétique

stade, que la méthode hodographique décrite ci-après a l'avantage de permettre la reformulation d'un problème aux dérivées partielles en une équation différentielle, non linéaire dans le cas des matériaux endommageables. Cette réécriture des équations de la statique permet ainsi de résoudre des problèmes non linéaires avec des méthodes d'intégration numérique courantes (Euler, Runge-Kutta, etc.).

Dans les conditions d'application de la méthode convergence-confinement décrites au paragraphe précédent et dans le repère cylindrique habituel, les déformations s'expriment en fonction du déplacement U d'un point :

$$\varepsilon_r = -\frac{dU}{dr} \quad (2)$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{U}{r} \quad (3)$$

L'équation d'équilibre s'écrit dans le cas axisymétrique :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4)$$

En combinant (2) et (3) on obtient :

$$\frac{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta}{r} = \frac{d\varepsilon_\theta}{dr} \quad (5)$$

Les équations (4) et (5) forment un système dont on déduit l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d\sigma_r}{d\varepsilon_\theta} = -\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta} \quad (6)$$

Une condition nécessaire à la transformation hodographique est la possibilité d'exprimer les déformations exclusivement en fonction des contraintes :

$$\varepsilon_r = \varepsilon_r(\sigma_r, \sigma_\theta) \quad \varepsilon_\theta = \varepsilon_\theta(\sigma_r, \sigma_\theta) \quad (7)$$

De cette formulation on tire la différentielle de ε_θ :

$$d\varepsilon_\theta = \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_r} d\sigma_r + \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_\theta} d\sigma_\theta \quad (8)$$

que l'on introduit dans (6) pour obtenir :

$$\frac{d\sigma_r}{d\varepsilon_\theta} = \frac{\frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_\theta}}{-\frac{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta}{\sigma_r - \sigma_\theta} - \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_r}}$$

soit encore l'écriture suivante, plus commode pour la suite de notre étude :

$$\frac{d\sigma_\theta}{d\sigma_r}(\sigma_r, \sigma_\theta) = -\frac{\frac{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta}{\sigma_r - \sigma_\theta} + \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_r}}{\frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_\theta}}$$

Il s'agit d'une équation différentielle du premier ordre d'inconnue σ_θ , fonction de la variable σ_r dont la solution est recherchée sous la forme $\sigma_\theta = \sigma_\theta(\sigma_r)$. La loi de comportement du matériau permet de relier les contraintes aux déformations $\varepsilon_\theta = \varepsilon_\theta(\sigma_r)$. L'équation (3) sert ici à calculer l'équation de la courbe de convergence :

$$U = -R \times \varepsilon_\theta(\sigma_r) \quad (10)$$

où R est le rayon du tunnel.

Pour aboutir à une solution explicite de l'équation (9), le modèle d'endommagement choisi ne doit pas être trop complexe. Le modèle isotrope de Marigo [15], écrit dans un formalisme thermodynamique simple, accompagné d'une loi d'évolution de la variable D en racine carrée de l'énergie élastique, a été choisi. Bien que l'isotropie de l'endommagement rocheux soit une hypothèse très forte, elle permet dans un premier temps d'obtenir une solution. Cette modélisation donne une expression linéaire de D en fonction des déformations. Avec le formalisme de la mécanique de l'endommagement [4], l'énergie libre Ψ du matériau est écrite (ρ est la masse volumique) :

$$\rho \Psi = \frac{1}{2} \underline{\underline{E}} (1-D) : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (11)$$

où $\underline{\underline{E}}$ est le tenseur de Hooke du matériau sain, supposé isotrope.

La loi d'élasticité endommageable dérive de ce potentiel thermodynamique :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} = \underline{\underline{E}} (1-D) : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (12)$$

La variable associée à D est appelée taux de restitution de densité d'énergie ; elle est notée Y et s'exprime ainsi :

$$Y = -\rho \frac{\partial \Psi}{\partial D} = \frac{1}{2} \underline{\underline{E}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (13)$$

Dans le cas d'une sollicitation monotone, comme celle du creusement d'un tunnel classique, l'évolution de l'endommagement peut être écrite :

$$D = \begin{cases} 0 & \text{si } y < y_D \\ \frac{\sqrt{Y} - \sqrt{Y_D}}{S} & \text{si } y \geq y_D \end{cases} \quad (14)$$

soit encore, en définissant une fonction critère d'endommagement F_D :

$$F_D = Y - \kappa(D) = Y - (SD + \sqrt{Y_D})^2 \quad (15)$$

de sorte que si $F_D < 0$, le matériau se comporte de façon purement élastique et si $F_D = 0$, l'endommagement évolue.

Ce modèle nécessite l'identification de deux paramètres caractéristiques du matériau considéré, en plus du module de Young E et du coefficient de Poisson ν : le seuil d'endommagement Y_D et la résistance à l'endommagement S . Le paragraphe 7 explicite le rôle de ces deux paramètres.

Dans ces conditions, les hypothèses de déformations planes imposent :

$$\sigma_z = \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (16)$$

Soit :

$$Y = \frac{1+\nu}{2E(1-D)^2} (\sigma_r^2 + \sigma_\theta^2 + \sigma_z^2) - \frac{\nu}{2E(1-D)^2} (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z)^2$$

en remplaçant σ_z par son expression (16), on aboutit à une expression uniquement dépendante de σ_r , σ_θ et D que l'on peut réécrire :

$$Y = \frac{w_\varepsilon(\sigma_r, \sigma_\theta)}{(1-D)^2} \quad (17)$$

où l'on a posé :

$$w_e = \frac{1-v^2}{2E} (\sigma_r^2 + \sigma_\theta^2) - \frac{v(1+v)}{E} \sigma_r \sigma_\theta \quad (18)$$

Dans toute la suite, nous travaillerons en incréments globaux de contraintes et de déformations (entre l'instant t et l'instant initial) de sorte que $\sigma = \sigma_t - \sigma_0$ et $\varepsilon = \varepsilon_t - \varepsilon_0$, avec σ_0 et ε_0 respectivement la contrainte et la déformation initiales au point considéré.

4

Réécriture de la loi de comportement

Pour un matériau endommagé suivant la loi d'évolution précédente, l'équation (14) peut aussi s'exprimer en fonction de w_e :

$$D = \frac{1}{S} \left(\frac{\sqrt{w_e}}{1-D} - \sqrt{Y_D} \right) \quad (19)$$

On en tire une équation du second degré en D :

$$D^2 - \frac{S - \sqrt{Y_D}}{S} D + \frac{\sqrt{w_e} - \sqrt{Y_D}}{S} = 0 \quad (20)$$

En faisant l'hypothèse d'une résistance à l'endommagement suffisamment élevée, $S \geq \sqrt{Y_D}$, l'équation précédente livre une expression analytique de D en fonction de w_e , donc en fonction de σ_r et σ_θ :

$$D = \frac{S - \sqrt{Y_D}}{2S} - \sqrt{\left(\frac{S - \sqrt{Y_D}}{2S} \right)^2 - \frac{\sqrt{w_e} (\sigma_r, \sigma_\theta) - \sqrt{Y_D}}{S}} \quad (21)$$

L'intégration de l'équation (9) pour la méthode hodographique nécessite les expressions de ε_r et ε_θ , expressions que l'on obtient aisément en écrivant la loi d'élasticité endommageable :

$$\varepsilon = \frac{\underline{\underline{E}}^{-1} : \sigma}{1-D}$$

En développant et en remplaçant σ_z par son expression (16), on aboutit alors à :

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{1+v}{E(1-D)} [(1-v)\sigma_r - v\sigma_\theta] = \varepsilon_r(\sigma_r, \sigma_\theta) \\ \varepsilon_\theta = \frac{1+v}{E(1-D)} [(1-v)\sigma_\theta - v\sigma_r] = \varepsilon_\theta(\sigma_r, \sigma_\theta) \end{cases} \quad (22)$$

5

Calcul de la courbe de convergence

Les étapes suivantes du calcul de la courbe de convergence consistent tout d'abord à remplacer l'endommagement D par son expression (21), puis à expliciter successivement :

$$\varepsilon_r - \varepsilon_\theta, \quad \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_r} \text{ et } \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial \sigma_\theta}$$

On aboutit au final à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d\sigma_\theta}{d\sigma_r} = \frac{4\lambda(\lambda-L)(1-v)((\lambda-L)^2 - M) - (2N\sigma_r + P\sigma_\theta)((1-v)\sigma_\theta - v\sigma_r)}{-4\lambda(\lambda-L)(1-v)((\lambda-L)^2 - M) + (2N\sigma_\theta + P\sigma_r)((1-v)\sigma_\theta - v\sigma_r)} \quad (23)$$

où l'on a posé :

$$\beta = L - \sqrt{M + \sqrt{N(\sigma_r^2 + \sigma_\theta^2) + P\sigma_r\sigma_\theta}} \quad (24)$$

$$L = \frac{E(S + \sqrt{Y_D})}{2S} \quad (25)$$

$$M = E^2 \left[\left(\frac{S - \sqrt{Y_D}}{2S} \right)^2 + \frac{\sqrt{Y_D}}{S} \right] \quad (26)$$

$$N = \frac{E^3(1-v^2)}{2S^2} \quad (27)$$

$$P = -\frac{E^3 v(1+v)}{S^2} \quad (28)$$

Par une routine d'intégration numérique, par exemple de type Runge-Kutta, il est ensuite possible de calculer point par point le chemin de contrainte en paroi et de tracer ainsi de manière quasi analytique la courbe de convergence d'un tunnel. Le détail de la feuille de calcul d'un tableur classique est fourni en annexe.

6

Validation par la méthode des matrices de transfert

La méthode des matrices de transfert est une méthode de calcul permettant d'approcher les valeurs du couple déplacement radial-contrainte radiale (U, σ_r) à n'importe quelle distance de la paroi d'un tunnel dans le cadre restreint de la méthode convergence-confinement. Lacroix expose en détail cette méthode [24] pour la première fois et pour le calcul des structures en RDM. L'application au creusement d'un tunnel et au calcul de la courbe de convergence a été détaillée par Sulem en 1994 [25]. Nous nous proposons dans la suite de vérifier la validité de la solution semi-analytique issue de (23) à l'aide de cette méthode et réciproquement de valider la programmation de la méthode des matrices de transfert.

6.1

Détail de la méthode

La méthode est basée sur l'utilisation des lois incrémentales pour exprimer les non-linéarités de comportement. Partons de la relation linéaire suivante considérée, dans notre cas, valable pour le problème en déformations planes d'un tunnel circulaire :

$$\Delta \sigma = [L] : \Delta \varepsilon \quad (29)$$

Il s'agit de la loi de comportement incrémentale, où l'incrément de contrainte est relié à l'incrément de déformations totales par une matrice $[L]$ (tenseur de Hooke en élasticité ou opérateur tangent en plasticité). On peut aisément réduire la notation tensorielle à une notation matricielle de la loi de comportement en posant :

$$\Delta \vec{\sigma} = \begin{pmatrix} \Delta \sigma_r \\ \Delta \sigma_\theta \end{pmatrix} \text{ et } \Delta \vec{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_r \\ \Delta \varepsilon_\theta \end{pmatrix} \quad (30)$$

La contrainte intermédiaire longitudinale σ_z n'est pas nulle, mais elle ne jouera aucun rôle dans la modélisation que nous avons choisie : les critères sont exprimés en déformations et rappelons qu'avec le repère choisi $\varepsilon_z = 0$. Les grandeurs mécaniques exprimées dans le repère cylindrique correspondent aux grands déformations principales.

Divisons le terrain autour du tunnel en un nombre N important de tubes creux concentriques et d'épaisseurs assez petites pour pouvoir considérer que la loi linéarisée (29) est valable sur chaque section ainsi formée (Fig. 2). Chaque tranche d'indice i est caractérisée par son rayon ρ_i . On choisit une répartition géométrique des rayons, car c'est à la paroi que les évolutions sont les plus grandes. Trois paramètres « numériques » sont donc introduits ici :

- le nombre total d'anneaux N ;
- le rayon du dernier anneau, qui fixe la condition aux limites « infinie » ;
- l'épaisseur du premier anneau.

La deuxième incrémentation est celle du déconfinement en paroi issu de la méthode convergence-confinement (éq. 1). Pour modéliser cette décompression progressive du terrain autour du front de taille, on considérera l'indice j tel que la pression fictive est exprimée comme suit :

$$(P_f)_j = \sigma_0 \left(1 - \frac{j}{M} \right) \quad \text{avec } j \in (1, \dots, M) \quad (31)$$

Cela revient simplement à considérer j incréments de déconfinements successifs pour arriver au final à une pression en paroi $P_f = 0$. Le schéma de résolution est explicite.

La solution analytique en contraintes et déformations pour une loi de comportement linéaire et pour un tube épais de longueur infinie, soumis à un chargement intérieur et extérieur, est connue. Il est donc possible d'écrire les solutions analytiques pour chaque anneau $[\rho_i, \rho_{i+1}]$ de proche en proche : contrairement aux éléments finis où les inconnues nodales sont directement les déplacements, les inconnues autour de la cavité circulaire sont les constantes d'intégration tranche par tranche du problème linéaire tangent (dénotées A et B ci-après).

En se plaçant sur l'anneau i entre $[\rho_i, \rho_{i+1}]$ et à l'état de déconfinement j , on peut écrire l'équation d'équilibre en coordonnées cylindriques :

$$\frac{d(\Delta\sigma_r)_{i,j}}{dr} + \frac{(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)_{i,j}}{r} = 0 \quad (32)$$

En couplant cette dernière avec la loi de comportement incrémentale (29) et l'expression des déforma-

tions en fonction des déplacements (2, 3), on obtient la solution générale :

$$(\Delta U)_{i,j} = A_{i,j} \rho^{\alpha_{i,j}} + B_{i,j} \rho^{\beta_{i,j}} \quad (33)$$

$A_{i,j}$ et $B_{i,j}$ sont les deux constantes d'intégration qu'il va falloir déterminer, $\alpha_{i,j}$ et $\beta_{i,j}$ deux constantes unique-ment fonction des composantes de la matrice $[L]$ (i.e. déterminées explicitement à chaque itération). La contrainte radiale se calcule par l'intermédiaire de la loi de comportement :

$$(\Delta\sigma_r)_{i,j} = A_{i,j} (L_{11}\alpha + L_{12})_{i,j} \rho^{\alpha_{i,j}} + B_{i,j} (L_{11}\beta + L_{12})_{i,j} \rho^{\beta_{i,j}} \quad (34)$$

A partir des conditions aux limites et des conditions de raccordement entre anneaux (interface parfaite), il reste à déterminer A et B qui sont les inconnues nodales.

Nous devons donc exprimer les incréments de déplacement et de contrainte radiale ΔU et $\Delta\sigma_r$ de chaque côté de la frontière matérialisée par le rayon ρ_i . Par l'écriture de la continuité mécanique, l'égalité des deux dernières expressions nous permet directement de relier les constantes $A_{i-1,j}$ et $B_{i-1,j}$ de l'anneau $i-1$ aux constantes $A_{i,j}$ et $B_{i,j}$ de l'anneau i . Cette relation peut s'écrire sous forme d'un système matriciel :

$$\begin{pmatrix} A_{i,j} \\ B_{i,j} \end{pmatrix} = [T]_{i,j} \begin{pmatrix} A_{i-1,j} \\ B_{i-1,j} \end{pmatrix} \quad (35)$$

La matrice $[T]_{i,j}$ ainsi obtenue est calculable analytiquement à partir des données du problème. Il s'agit de la matrice de transfert correspondant à la couche de discrétisation i et à l'incrément de déconfinement j .

La récurrence précédente permet de trouver les constantes de proche en proche – et par conséquent les incréments de contrainte et de déplacement – mais il demeure toujours au final deux inconnues parmi les couples $(\Delta U, \Delta\sigma_r)_{i,j}$. On utilise alors les conditions aux limites aux bords du modèle pour lever complètement l'indétermination :

- $(\Delta U)_{N,j} = 0$ et $(\Delta\sigma_r)_{1,j} = \frac{\sigma_0}{M}$ pour chaque incrément de déconfinement j si on choisit de piloter en contraintes ;
- $(\Delta\sigma_r)_{N,j} = 0$ et $(\Delta U)_{1,j} = \Delta u$ pour chaque j si on choisit de piloter en déplacements. Dans ce cas Δu est une constante fixée à l'avance, correspondant à l'incrément de déplacement en paroi.

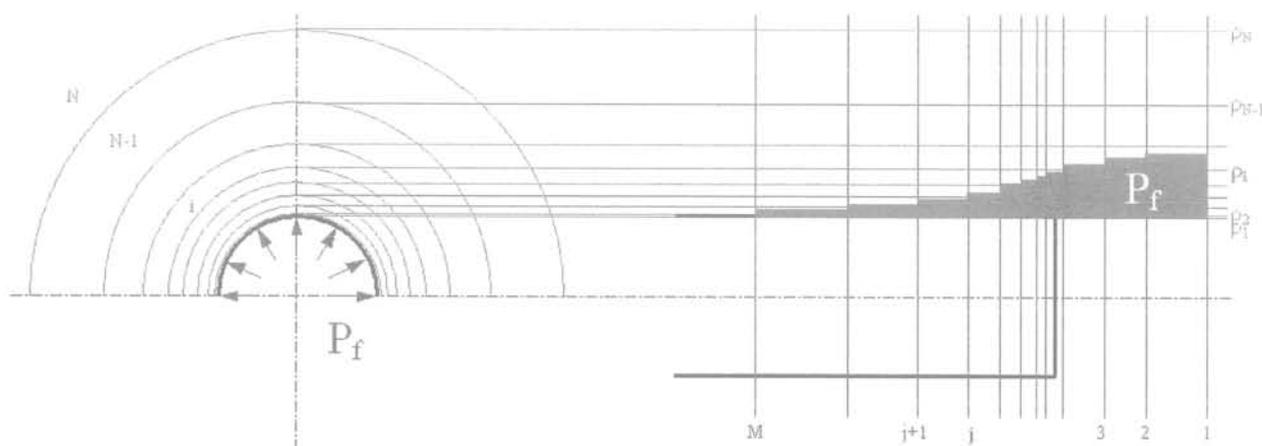


FIG. 2 Discretisation spatio-déconfinante de la méthode des matrices de transfert (vue en travers et en long du tunnel). Discretization of space and fictive pressure in the transfer matrix method (transversal and longitudinal view of the tunnel).

Calcul de la courbe de convergence avec le modèle d'endommagement

Pour tracer la courbe de convergence avec la loi d'endommagement choisie, il suffit de calculer explicitement la matrice incrémentale [L]. Dans notre cas, la loi de Marigo (14) s'écrit sous la forme du critère d'endommagement F_D (éq. 15).

La condition de constance $F_D = 0$ et $\dot{F}_D = 0$ impose :

$$\dot{F}_D = \frac{\partial F_D}{\partial \dot{\gamma}} \dot{\gamma} + \frac{\partial F_D}{\partial D} \dot{D} = 0 \quad (36)$$

Ce qui donne :

$$\dot{D} = \frac{\dot{\gamma}}{2S(SD + \sqrt{Y_D})} \quad (37)$$

Or, sachant que le tenseur d'élasticité [E] est symétrique :

$$\dot{\gamma} = (\dot{\epsilon})^T [E] \dot{\epsilon} \quad (38)$$

en remplaçant dans l'équation (37), on obtient la forme incrémentale suivante :

$$\dot{D} = \frac{(\dot{\epsilon})^T [E] \dot{\epsilon}}{2S(SD + \sqrt{Y_D})} \quad (39)$$

La loi d'élasticité s'écrit sous forme incrémentale :

$$\dot{\sigma} = (1-D)[E]\dot{\epsilon} - \dot{D}[E]\epsilon \quad (40)$$

En remplaçant \dot{D} par son expression (39), on a $\dot{\sigma} = [L] : \dot{\epsilon}$ avec pour matrice tangente :

$$[L] = (1-D)[E] - \frac{[E]\epsilon(\dot{\epsilon})^T[E]}{2S(SD + \sqrt{Y_D})} \quad (41)$$

Grâce à cette matrice, il est possible de calculer de proche en proche les incréments de déplacement ΔU et de contrainte radiale $\Delta \sigma_r$ pour chaque tranche de terrain considérée.

Pour valider la feuille de calcul basée sur la méthode hodographique, nous avons comparé les résultats issus des deux méthodes pour un exemple, celui d'un tunnel routier classique à une cinquantaine de mètres de profondeur ($S = 0,35 \text{ MPa}^{1/2}$, $Y_D = 0,005 \text{ MPa}$, $E = 80 \text{ MPa}$,

$\nu = 0,3$, $\sigma_0 = 1,25 \text{ MPa}$ et $R = 6 \text{ m}$). La figure 3 est le résultat des deux calculs, comparés entre eux et avec un calcul purement élastique, sans endommagement. On remarque que les courbes de convergence, de chemin de contrainte et d'endommagement sont rigoureusement identiques. Par ailleurs, la comparaison avec d'autres jeux de paramètres permet de valider la solution semi-analytique ainsi que l'implémentation numérique par la méthode des matrices de transfert.

Le chemin de contrainte concorde bien avec les observations en paroi. L'endommagement fait chuter la contrainte orthoradiale tandis que la contrainte radiale continue de diminuer pour finalement s'annuler à la fin du déconfinement. Cet amoindrissement de l'effet de voûte entraîne une augmentation du déplacement radial du massif. La courbe de convergence le confirme très nettement.

7

Analyse de sensibilité aux paramètres d'endommagement Y_D et S

La loi d'endommagement de Marigo utilise quatre paramètres : E , ν , Y_D et S . L'identification de ceux-ci, à partir d'un essai triaxial, sera explicitée au paragraphe 8.

La figure 4 présente les résultats comparés du chemin de contrainte et de la courbe de convergence pour différentes valeurs de S allant de 0,25 à $1 \text{ MPa}^{1/2}$. On observe ainsi que le paramètre S pilote la rapidité à laquelle la roche s'endommage. Plus S est grand et plus le matériau se rapproche d'un comportement parfaitement élastique. Pour des faibles valeurs, la chute de contrainte orthoradiale σ_θ est beaucoup plus rapide et le calcul s'arrête bien plus tôt (perte d'unicité).

Sur la figure 5, la valeur de la résistance à l'endommagement S a été fixée et c'est la valeur du seuil d'endommagement Y_D qui varie. Ce seuil, exprimé en énergie élastique, simule donc bien le moment où les premiers symptômes d'endommagement se font sentir. Dans bien des cas les matériaux rocheux ont un comportement non linéaire dès les premières déformations. Les chemins de contrainte et les courbes de convergence réels se rapprochent donc plus de ceux

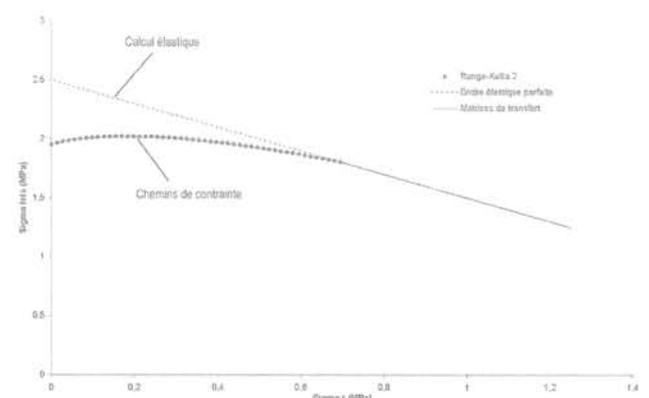
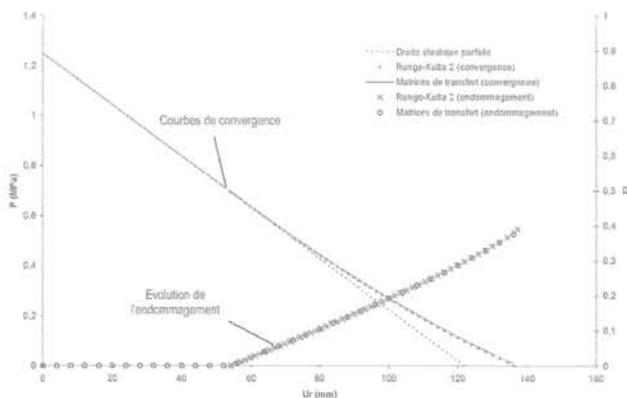


FIG. 3 Comparaison des deux méthodes pour un exemple de validation (contrainte initiale σ_0 de 1,25 MPa). Comparison of the two methods for the selected validation example.

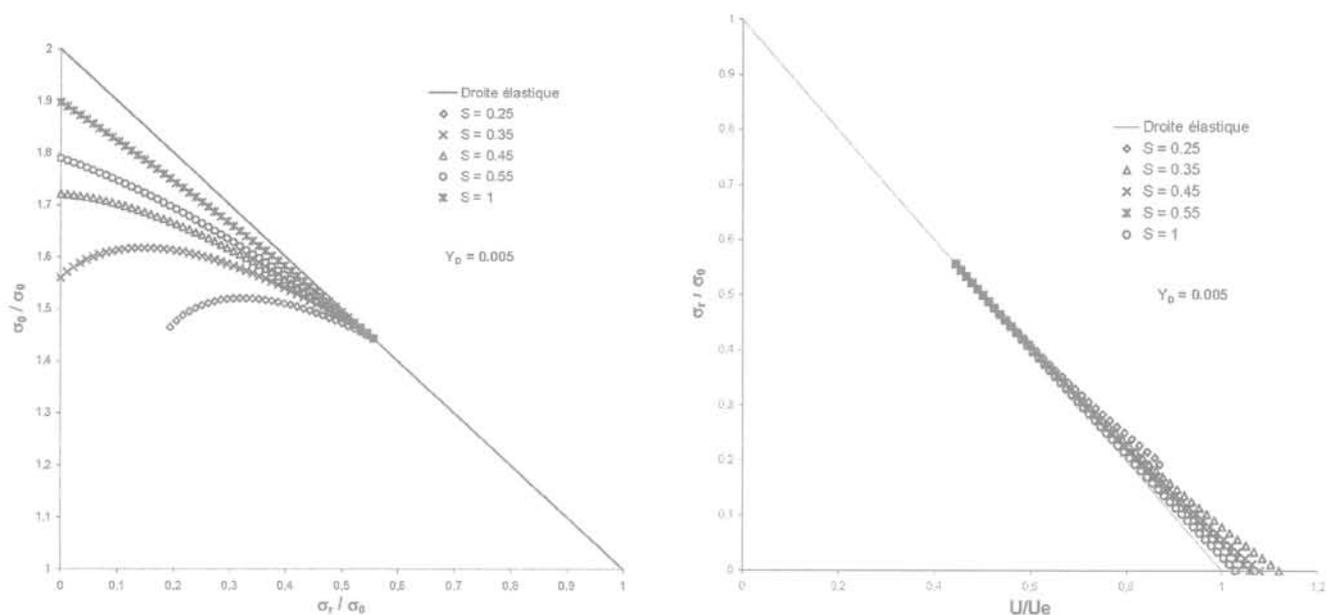


FIG. 4 Variation normalisée du chemin de contrainte (à gauche) et de la courbe de convergence (à droite) pour diverses valeurs de S (en $\text{MPa}^{1/2}$) à Y_D fixé (en MPa).
Dimensionless variation of the stress way (on the left) and of the GRC (on the right) for various values of S (in $\text{MPa}^{1/2}$) for Y_D fixed (in MPa).

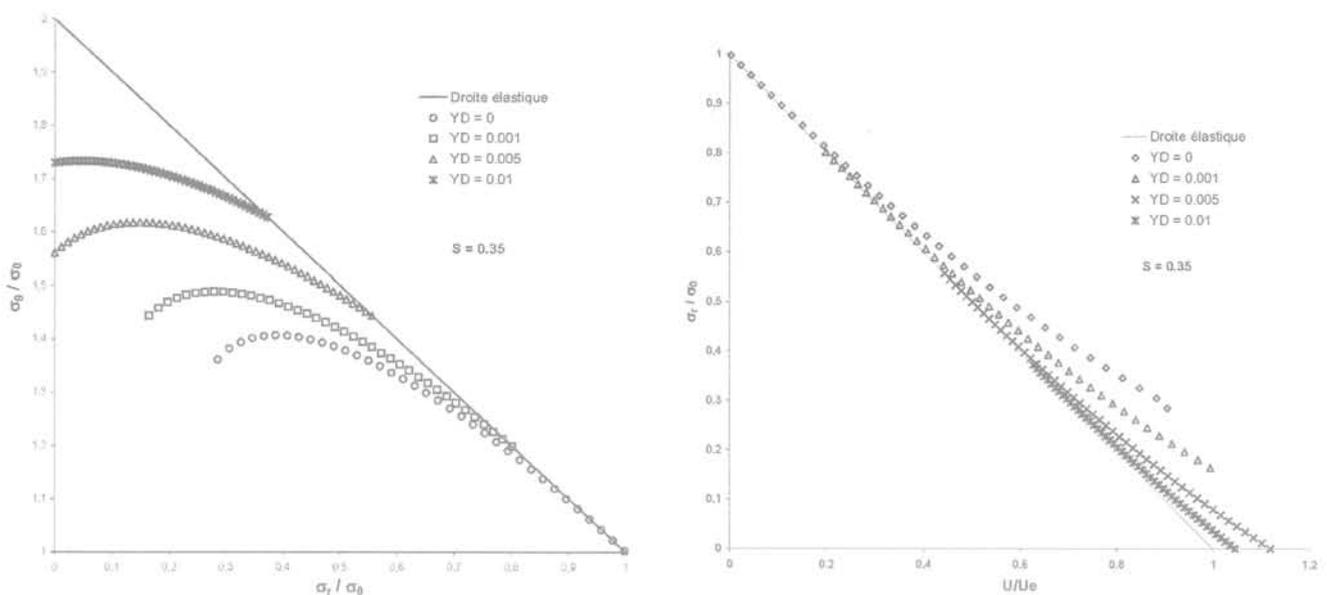


FIG. 5 Variation normalisée du chemin de contrainte (à gauche) et de la courbe de convergence (à droite) pour diverses valeurs de Y_D (en MPa) à S fixé (en $\text{MPa}^{1/2}$).
Dimensionless variation of the stress way (on the left) and of the GRC (on the right) for various values of Y_D (in MPa) for S fixed (in $\text{MPa}^{1/2}$).

8

Cas des marnes du tunnel du Bois de Peu

8.1

Présentation du projet et de la géologie

Le tunnel du Bois de Peu est un des ouvrages d'art de la future RN 57, appelée « voie des Mercureaux », qui permettra de contourner l'agglomération de Besançon par le sud. Les travaux du tunnel, constitué de deux tubes longs de 500 mètres chacun, ont débuté à l'été 2005.

L'ouvrage se situe entièrement dans des formations sédimentaires du Jurassique. Il traverse tout d'abord, sur une centaine de mètres depuis la tête Doubs, le flanc est de l'anticlinal de la Citadelle puis le flanc ouest de l'anticlinal de La Chapelle des Buis. Ces structures se chevauchent les unes sur les autres par le biais de quatre failles majeures et d'une multitude de discontinuités, dans les calcaires, issues du mouvement compressif global (Fig. 6). La présence de marnes homogènes, roches très déformables, dans la partie sud-est du tracé s'ajoute à la complexité d'ensemble du modèle géologique et a poussé à la réalisation de reconnaissances détaillées.

Une galerie de reconnaissance a ainsi été creusée sur toute la longueur du projet et 41 sondages ont été réalisés et exploités pour définir 18 unités géologiques et géotechniques.

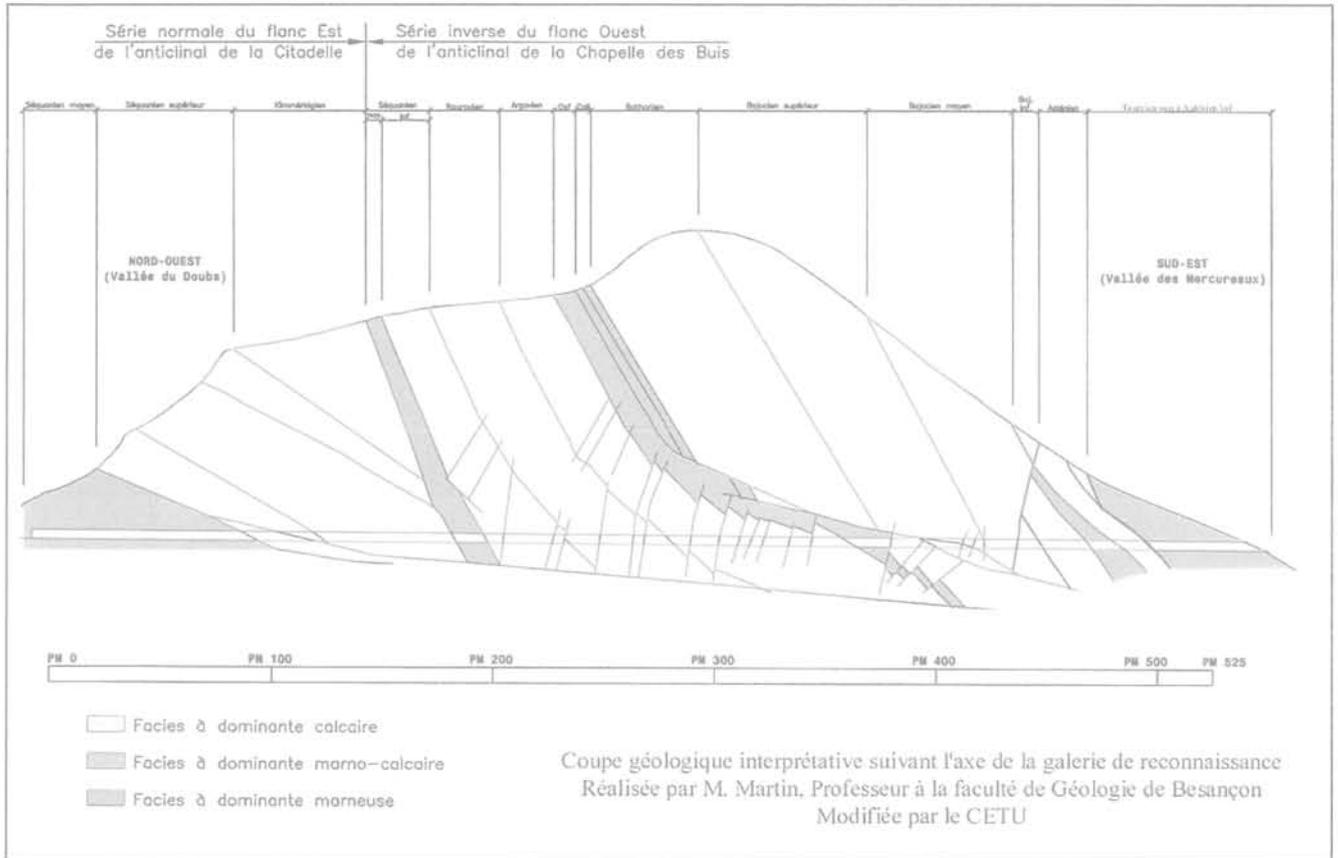


FIG. 6 Coupe géologique prévisionnelle du tunnel du Bois de Peu.
Estimated geological cut of the « Bois de Peu » tunnel.

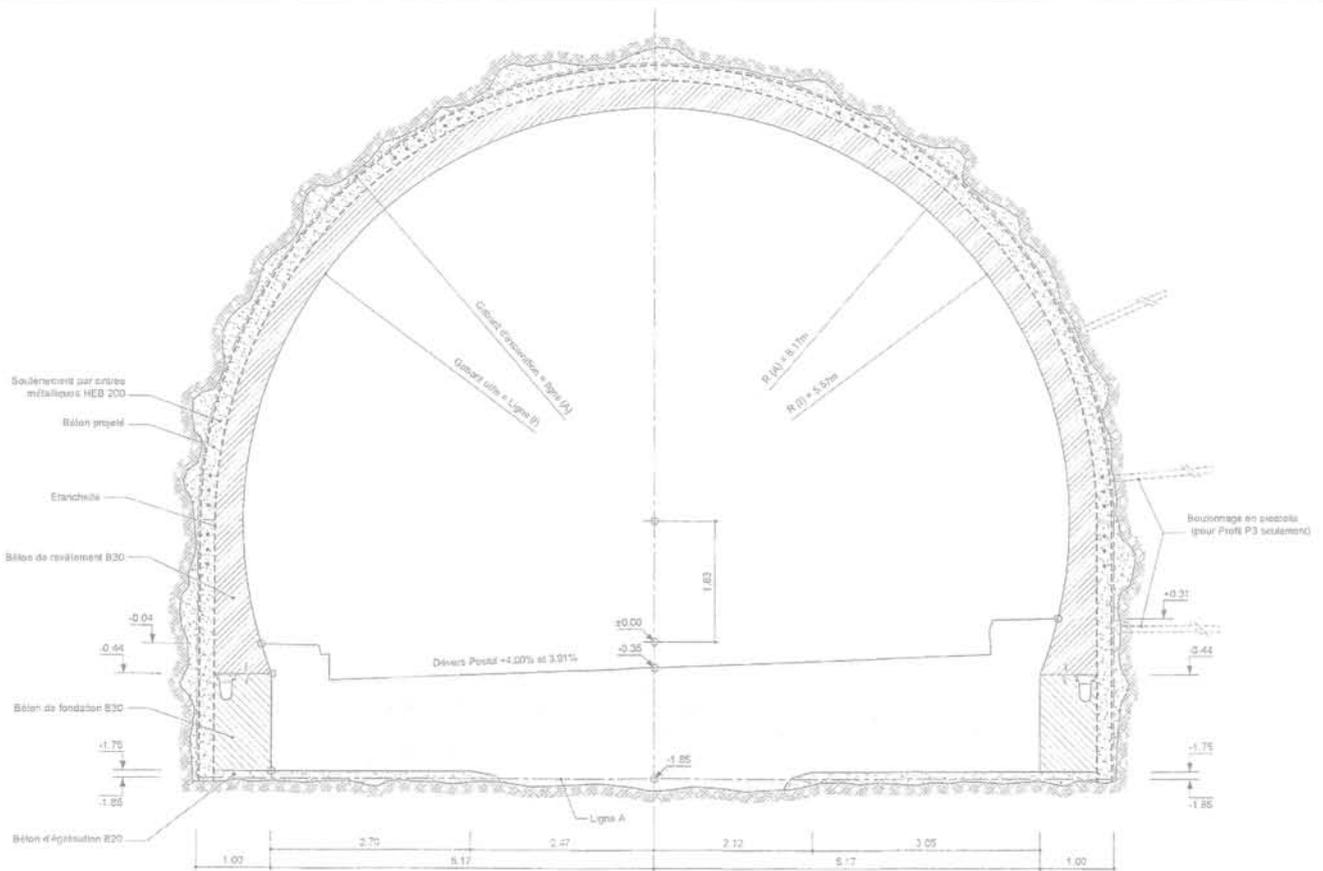


FIG. 7 Profil en travers du tunnel du Bois de Peu dans une section courante (rayon moyen d'excavation de 6 m).
Transversal cut of the « Bois de Peu tunnel » in a common section.

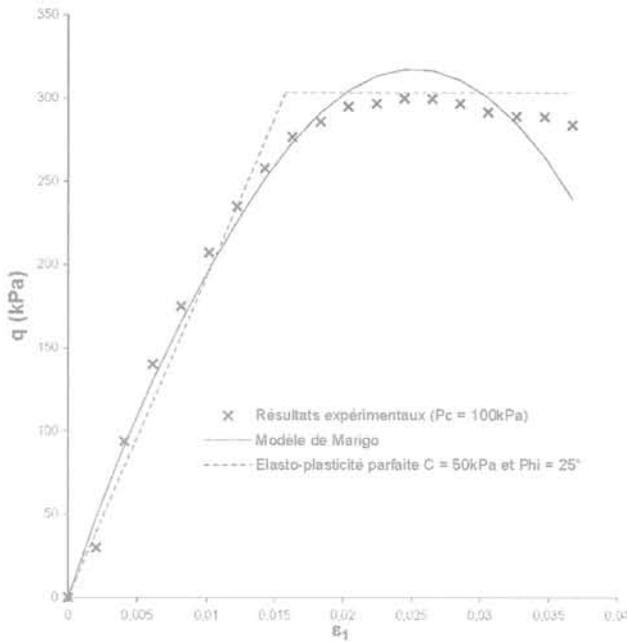


FIG. 8 Courbes q/ϵ_1 et $\epsilon_{vol}/\epsilon_1$ de la marne pour une pression de confinement de 100 kPa.
 q/ϵ_1 and $\epsilon_{vol}/\epsilon_1$ curves of the marl.

8.2

Application du modèle aux marnes du Toarcien

La tête sud de l'ouvrage se situe dans les marnes à faible pourcentage de CaCO_3 du Toarcien et de l'Aalénien. Le LRPC d'Aix-en-Provence a réalisé une campagne d'essais spécifiques sur ces marnes rencontrées lors de la réalisation du sondage horizontal carotté SCH2000 [26]. La roche que nous avons étudiée est une argile marneuse du Toarcien, homogène et continue à l'échelle de l'ouvrage.

Le comportement intrinsèque du matériau est fortement plastique. Mais en étudiant un peu plus en détails les résultats des essais triaxiaux CD aux petites déformations, et en l'absence d'essais de décharge, on peut le représenter par le modèle d'élasticité endommageable précédent.

Les résultats triaxiaux bruts limités aux petites déformations sont fournis (Fig. 8), avec une pression de confinement de 100 kPa. On remarque une forte non-linéarité dès le début de l'essai. La courbe de déformations volumiques montre deux phases bien distinctes de contractance puis de dilatance.

Supposons que l'endommagement n'intervienne pas de la même façon pour les déformations déviatoriques et isotropes [1, 6]. On fait alors intervenir un nouveau paramètre η qui module la variable D pour la partie isotrope des déformations (en compression ici) :

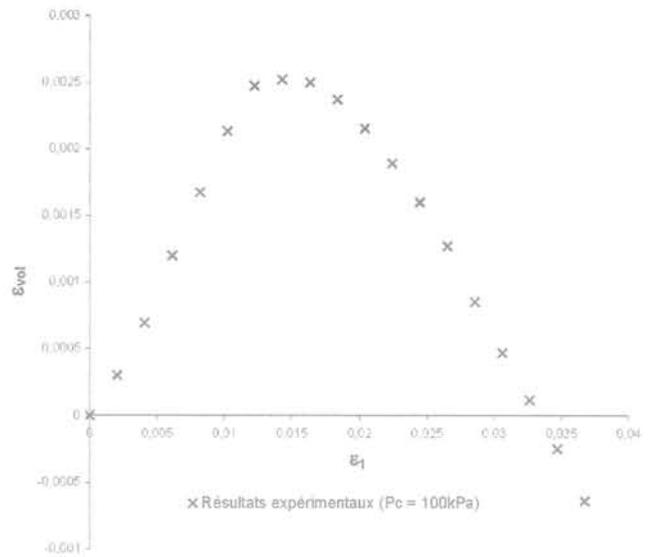
$$\sigma = 2G(1 - D)\epsilon^D + K(1 - \eta D)\epsilon_{vol} \quad (42)$$

G et K sont respectivement le module de cisaillement et de compressibilité de la roche, mesurés avec les tangentes initiales de l'essai triaxial. Dans le cas d'un essai triaxial, avec $\sigma_2 = \sigma_3 = P_c$, on peut développer les expressions de σ_1 et σ_3 . Le déviateur est alors :

$$q = 2G(1 - D)(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad (43)$$

Sachant que $\epsilon_{vol} = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$, on peut exprimer D de la façon suivante :

$$D = 1 - \frac{q}{G(3\epsilon_1 - \epsilon_{vol})} \quad (44)$$



De la même manière, il est possible d'exprimer le taux de restitution de densité d'énergie Y . L'énergie libre s'exprime ainsi :

$$\rho\psi = G(1 - D)\epsilon^D + \frac{1}{2}K(1 - \eta D)\epsilon_{vol}^2 \quad (45)$$

Et par définition (éq. 13), développée dans le cas particulier de l'état triaxial de révolution :

$$Y = \frac{1}{6}G(3\epsilon_1 - \epsilon_{vol})^2 + \frac{\eta K}{2}\epsilon_{vol}^2 \quad (46)$$

Il suffit ensuite de calculer le couple (D, Y) pour chaque point expérimental, grâce aux équations (44) et (46). L'expérience montre que lors de la phase de cisaillement d'un échantillon, en condition triaxiale de révolution, l'endommagement déviatorique est prédominant⁽¹⁾ (cf. [1]) ce qui justifie de poser $\eta = 0$ en première approximation. Le résultat est donné sur la figure 9. Chaque point est issu de l'exploitation directe des deux courbes de l'essai triaxial.

Par ailleurs nous avons à notre disposition le modèle de Marigo qui relie D à Y par le biais de l'équation (14). Il nous suffit donc de choisir les valeurs *ad hoc* de Y_p et S pour que le modèle se rapproche le plus de la loi d'évolution expérimentale. Le modèle choisi avec les paramètres suivants est représenté en trait plein sur la figure 9, $E = 24$ MPa, $\nu = 0,4$, $Y_D = 0$, $S = 0,177$ MPa^{1/2}.

Pour vérifier que nos paramètres sont bien choisis, il est possible de retracer la courbe (q, ϵ_1) avec l'évolution de D pilotée par notre modèle. Le résultat est superposé au trait continu sur la figure 8, graphique de gauche.

A titre d'illustration enfin, il est possible de calculer la courbe de convergence du tunnel du Bois de Peu à faible profondeur et à court terme (Fig. 10). Bien qu'étant à la limite d'applicabilité de la méthode convergence-confinement, les résultats sont tout de même

⁽¹⁾ La compression purement isotrope peut toutefois entraîner un endommagement très important jusqu'à la ruine de l'échantillon sous très fort confinement. C'est le cas pour les roches très poreuses (craies par exemple) ou pour les effets à long terme causés par la dilatance.

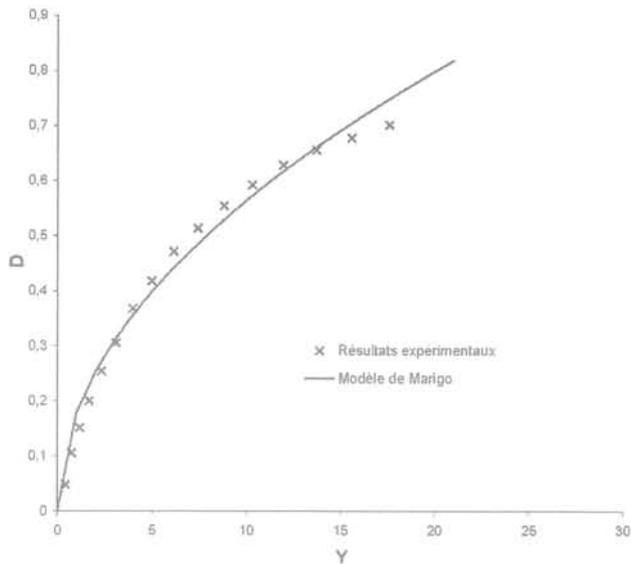


FIG. 9 Évolution de l'endommagement D de la marne en fonction de la variable Y en MPa. Damage evolution D of the marl function to the Y variable in MPa.

intéressants : ils permettent, au stade du prédimensionnement, de mieux appréhender qualitativement le comportement de l'ouvrage et de comparer différentes lois constitutives. La courbe élastique endommagée s'éloigne du calcul purement élastique pour atteindre une convergence finale absolue de 38 mm (soit 3 mm de plus et une déformation orthoradiale finale de 0,6 % environ). L'ordre de grandeur des convergences obtenues avec cette méthode – très faibles car considérées à une profondeur modérée, pour coller avec notre modèle – n'a bien sûr pas été dimensionnant pour le calcul du soutènement du tunnel de Bois de Peu. Il s'agit simplement d'une première étape vers une modélisation numérique 2D ou 3D, plus conforme.

Comparaison avec un modèle élastoplastique

Le calage des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb est possible à partir de notre essai triaxial. Le module de Young est alors pris égal à 19,2 MPa et le coefficient de Poisson à 0,4. Le couple cohésion $c = 50$ kPa et angle de frottement interne $\phi = 25^\circ$ permet d'obtenir la courbe élasto-plastique représentée en trait pointillé sur la figure 8, graphe de gauche.

La convergence finale qui en découle, calculée à partir des formules élastoplastiques de la littérature [17] est de 44,8 mm soit pratiquement celle du calcul purement élastique (très peu de plasticité à ce niveau de contrainte et pour le modèle choisi). La prise en compte d'une élasticité linéaire « équivalente » donne une convergence légèrement plus importante que celle calculée avec la loi d'endommagement.

En d'autres termes, il est possible d'identifier un modèle d'endommagement pour l'argile marneuse du Toarcien et d'envisager un dimensionnement en travaux souterrains.

9

Conclusion

Après avoir présenté succinctement la méthode de calcul hodographique, nous avons développé, à l'aide

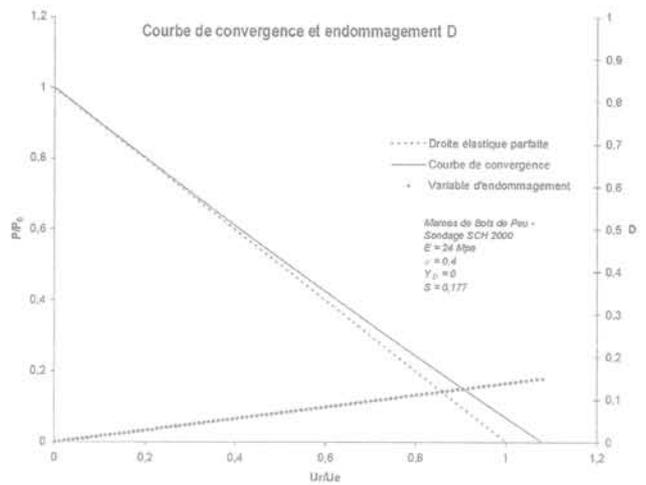


FIG. 10 Exemple de courbe de convergence pour le tunnel du Bois de Peu (valeurs normalisées pour $\sigma_0 = 100$ kPa et $U_e = 35$ mm). Example of GRC for the « Bois de Peu » tunnel.

de cette dernière, l'expression de la courbe de convergence dans le cas d'un endommagement isotrope de type Marigo. La validation de cette solution a été effectuée conjointement à la programmation de la méthode des matrices de transfert.

L'application de ce modèle sur un exemple concret a permis de tracer la courbe de convergence correspondante. Ce cas simple a mis en évidence la possibilité de prendre en compte un type de comportement non linéaire, élastique endommageable, dans les calculs de convergence-confinement. Cette approche constitue une alternative intéressante au modèle de Mohr-Coulomb lorsque les déformations élastiques restent importantes face aux déformations plastiques irréversibles. C'est le cas des roches tendres aux petites déformations et des roches homogènes dites « fragiles » dans leur ensemble. Lorsque cela est possible, ce comportement endommageable est très bien mis en évidence sur un essai triaxial avec décharge. Comparativement aux modèles élastoplastiques courants, on conserve le nombre restreint de paramètres à identifier : deux paramètres d'élasticité E , ν ; un seuil d'endommagement Y_D et un paramètre d'endommagement S .

L'application plus générale des lois d'endommagement continues pour le dimensionnement des travaux souterrains (calculs 2D et surtout 3D) passera obligatoirement par plusieurs étapes de perfectionnement :

- les expérimentations montrent que la raideur initiale du matériau rocheux, après consolidation isotrope, augmente avec le confinement [1, 26]. Ceci n'est pas traduisible par un mécanisme d'endommagement seul, mais par un mécanisme additionnel de refermeture graduelle des micropores et des micro-fissures [6] ;
- la détermination précise du seuil d'endommagement, lorsqu'il existe, et sa modélisation comme dépendant de la pression de confinement sont deux points à approfondir ;
- la modélisation de l'anisotropie du matériau, initiale ou induite par l'endommagement, permettra de rendre compte de façon plus précise des phénomènes observés [6, 12, 13] ;
- le couplage endommagement-plasticité et l'intégration des effets différés, essentiels pour les roches présentant une ductilité certaine [27, 13] ;

– l'utilisation de lois d'endommagement avec un comportement post-pic beaucoup moins brutal que celui utilisé dans cet article. Ce dernier surestime assez fortement la dégradation du matériau étudié.

Il faut par ailleurs garder à l'esprit qu'afin d'être utilisés en travaux souterrains, les modèles développés

devront conserver leur simplicité d'identification, tout en apportant un gain de compréhension avéré des mécanismes rocheux. En particulier, les modèles d'endommagement continus devraient s'avérer extrêmement utiles pour la compréhension des mécanismes rencontrés dans les tunnels profonds creusés au rocher.

A Feuille de calcul automatique

La figure A.1 représente la partie « haute » de la feuille de calcul produite par le Cetu pour calculer la courbe de convergence et le chemin de contrainte avec

le modèle proposé au paragraphe 3. Cette feuille fournit une résolution de l'équation (23) par la méthode de Runge-Kutta 2. Les données sont à rentrer dans le tableau de gauche, colonne B.

Le contenu des autres colonnes du tableau, d'après la Fig. A.1, pour la ligne 7 est calculé par les formules suivantes :

- E7 = B23 ;
- F7 = $\$B\$10*(1 - ((\$B\$12 - \text{RACINE}(\$B\$13))/(2*\$B\$12)) + \text{RACINE}(((\$B\$12 - \text{RACINE}(\$B\$13))/\$B\$12)^2 + 4*((\text{RACINE}(\$B\$13) - \text{RACINE}((1 - \$B\$11^2)/(2*\$B\$10)*(E7^2 + L7^2) - \$B\$11*(1 + \$B\$11)/\$B\$10*E7*L7))/\$B\$12)/4))$;
- G7 = $- (4*F7*(F7 - \$B\$16)*(1 - \$B\$11)*((F7 - \$B\$16)^2 - \$B\$17) - (2*\$B\$18*E7 + \$B\$19*L7)*((1 - \$B\$11)*L7 - \$B\$11*E7))/(4*F7*(F7 - \$B\$16)*(1 - \$B\$11)*((F7 - \$B\$16)^2 - \$B\$17) - (2*\$B\$18*L7 + \$B\$19*E7)*((1 - \$B\$11)*L7 - \$B\$11*E7))$;
- H7 = E7 + $\$B\$27/2$;
- I7 = L7 + $\$B\$27/2*G7$;
- J7 = $\$B\$10*(1 - ((\$B\$12 - \text{RACINE}(\$B\$13))/(2*\$B\$12)) + \text{RACINE}(((\$B\$12 - \text{RACINE}(\$B\$13))/\$B\$12)^2 + 4*((\text{RACINE}(\$B\$13) - \text{RACINE}((1 - \$B\$11^2)/(2*\$B\$10)*(H7^2 + I7^2) - \$B\$11*(1 + \$B\$11)/\$B\$10*H7*I7))/\$B\$12)/4))$;
- K7 = $- (4*J7*(J7 - \$B\$16)*(1 - \$B\$11)*((J7 - \$B\$16)^2 - \$B\$17) - (2*\$B\$18*H7 + \$B\$19*I7)*((1 - \$B\$11)*I7 - \$B\$11*H7))/(4*J7*(J7 - \$B\$16)*(1 - \$B\$11)*((J7 - \$B\$16)^2 - \$B\$17) - (2*\$B\$18*I7 + \$B\$19*H7)*((1 - \$B\$11)*I7 - \$B\$11*H7))$;
- L7 = B22 ;
- M7 = E7 + $\$B\8 ;
- N7 = L7 + $\$B\8 ;
- O7 = $1000*\$B\$7*((1 + \$B\$11)*((1 - \$B\$11)*L7 - \$B\$11*E7)/F7)$;
- P7 = $1 - (F7/\$B\$10)$.

Pour les lignes 8 à 106, correspondant à 100 points de calcul, il suffit de changer l'indice de ligne⁽²⁾ dans les formules. Pour les colonnes E et L, la formule change à partir de la ligne 8 :

- E8 = $\$B\$23 + (-\$B\$8 - \$B\$23)/(\$B\$26 - 1)*D7$;
- L8 = L7 + $\$B\$27*K7$.

Les résultats sont contenus dans les colonnes M(σ_r), N(σ_θ), O(U) et P(D).

⁽²⁾ Sauf pour les valeurs précédées de \$.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	Endommagement : Loi sans plasticité en racine de Y															
2	Calcul de la courbe de convergence par la méthode hodographique															
3																
4																
5																
6	Données		Point	z	B(z)	f(z)	X = z + h/2	Y = z + h/2*(z/g)	B(X)	f(X)	g	Sigma r	Sigma theta	U	D	
7	R =	8 m	1	-0,35082	80	-0,835010461	-0,3553845	0,394615239	79,8801944	-0,932526209	0,35082	0,89918	1,60082	34,205262275	0	
8	sigma_s =	1,25 MPa	2	-0,35991	79,76030334	-0,830031954	-0,3644471	0,382154127	79,6399963	-0,827618825	0,358384705	0,89009	1,60938	35,0921442	0,002998209	
9			3	-0,36889	79,51961004	-0,824935491	-0,37352369	0,369647272	79,39880157	-0,822452852	0,365900723	0,88101	1,61590	35,98170048	0,006004874	
10	E =	80 MPa	4	-0,37807	79,2779068	-0,81989982	-0,38261229	0,377094136	79,16658675	-0,817327052	0,373370728	0,87193	1,62317	36,87999905	0,009026155	
11	nu =	0,3	5	-0,38715	79,03517998	-0,814743654	-0,39169488	0,38449417	78,91334105	-0,814140084	0,380794178	0,86285	1,63079	37,76894789	0,01206825	
12	S =	0,4 MPa ^{1/2}	6	-0,39624	78,79141588	-0,809525652	-0,40077747	0,391846812	78,66300512	-0,806890606	0,388170516	0,85376	1,63917	38,66663647	0,015107305	
13	Yd =	0,002 MPa	7	-0,40532	78,54659328	-0,804244471	-0,40986007	0,399151469	78,42370891	-0,804577225	0,395499176	0,84468	1,64550	39,56723091	0,018167509	
14			8	-0,41440	78,30071837	-0,798898683	-0,41894266	0,406407812	78,17727826	-0,798199499	0,402779976	0,83565	1,65276	40,47058349	0,021241046	
15	Calculs intermédiaires		9	-0,42348	78,05370718	-0,793486775	-0,42802526	0,413614583	77,92978529	-0,79075294	0,41001124	0,82652	1,66001	41,37678363	0,024328103	
16	L =	44,47213595	10	-0,43257	77,80653004	-0,788007294	-0,43730785	0,420771787	77,68114724	-0,78523901	0,417193212	0,81743	1,66719	42,28586195	0,027428876	
17	M =	1977,770876	11	-0,44165	77,55651529	-0,782456656	-0,44619044	0,427878936	77,43140504	-0,779655119	0,424232519	0,80835	1,67432	43,19794876	0,0305643559	
18	N =	M56000	12	-0,45073	77,30821127	-0,776839244	-0,45527304	0,434994367	77,18053121	-0,773999622	0,431408509	0,79927	1,68111	44,112779	0,033672359	
19	O =	-1248000	13	-0,45981	77,05476126	-0,771117386	-0,46439563	0,441839443	76,92820993	-0,768270018	0,438436434	0,79019	1,68844	45,03068223	0,036815494	
20	Ue =	121,879 mm	14	-0,46890	76,80214815	-0,765381352	-0,47343822	0,448890149	76,67529654	-0,762466849	0,445414325	0,78110	1,69541	45,95952627	0,039973148	
21	sigma_s =	2,6 MPa	15	-0,47798	76,54635434	-0,760539335	-0,482025082	0,456798797	76,42090361	-0,756598189	0,452339503	0,77202	1,70234	46,8766442	0,043145671	
22	delta sigma_s =	0,350823208 MPa	16	-0,48706	76,29336177	-0,753618526	-0,49160341	0,462633678	76,16530243	-0,750626649	0,459211269	0,76294	1,70921	47,80257141	0,046332978	
23	delta sigma_r =	-0,350823208 MPa	17	-0,49614	76,03715189	-0,747618956	-0,50068901	0,469424069	75,90847452	-0,744598275	0,466028905	0,75396	1,71603	48,7327096	0,049535601	
24	Ud =	34,205262275 mm	18	-0,50523	75,77970565	-0,741536651	-0,5097636	0,476198228	75,65040044	-0,738463338	0,472791681	0,74477	1,72273	49,6655948	0,052753679	
25	Runge-Kutta 2		19	-0,51431	75,52100346	-0,735373543	-0,51895119	0,482838393	75,39106034	-0,732255433	0,479498843	0,73569	1,72950	50,6024638	0,055987457	
26	Nbr iter =	100	20	-0,52339	75,26102621	-0,729122492	-0,52733379	0,489460784	75,13043383	-0,725996048	0,486149622	0,72661	1,73615	51,54219418	0,059237185	
27	h =	-0,00908259 MPa	21	-0,53248	74,99375021	-0,722783274	-0,53701638	0,49800256	74,86848991	-0,719578213	0,492743226	0,71752	1,74274	52,48510432	0,062503122	
28			22	-0,54156	74,73718718	-0,716263581	-0,54609698	0,502532019	74,60523701	-0,713100279	0,499279845	0,70844	1,74928	53,4319244	0,065795355	
29	initialisation	0	23	-0,55064	74,47222423	-0,709891016	-0,55518157	0,508979196	74,24062291	-0,706530235	0,505795645	0,69926	1,75576	54,38094162	0,069084697	
30			24	-0,55972	74,20792885	-0,703213089	-0,56426416	0,518368272	74,07463477	-0,7039863542	0,512172772	0,69028	1,76217	55,33390882	0,072400889	

FIG. A.1. Présentation de la feuille de calcul automatique du Cetu. Presentation of the Cetu automatic worksheet.

- [1] Charlez P.A. – Rock Mechanics, Theoretical fundamentals, vol. 1. Technip, Paris, 1991.
- [2] Zhao D., Swoboda G., Laabmayr F. – Damage mechanics and its application for the design of an underground theater. *Tunneling and Underground Space Technology*, 19, 2004, p. 567-575.
- [3] Homand-Etienne F., Hoxha D., Shao J.F. – A continuum damage constitutive law for brittle rocks. *Computers and Geotechnics*, 22(2), 1998, p. 135-151.
- [4] Lemaitre J., Chaboche J.-L. – Mécanique des matériaux solides. Dunod, 1985.
- [5] Krajcinovic D., Lemaitre J. – Continuum Damage Mechanics Theory and Applications. CISM lectures, Springer, 1987.
- [6] Lemaitre J., Desmorat R. – Engineering Damage Mechanics: Ductile, Creep, Fatigue and Brittle Failures. Springer, 2005.
- [7] Mazars J. – Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse d'État, Université Paris 6, 1984.
- [8] Chen H.H., Dusseault M.B. – A continuum damage mechanics model for geomaterials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41 (3), 2004.
- [9] Ladeveze P., Gasser A., Allix O. – Damage mechanics modelling for ceramic composites. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 116, 1994.
- [10] Salari M.R., Saeb S., William K.J., Patchet S.J., Carrasco R.C. – A coupled elastoplastic damage model for geomaterials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Special issue on failure analysis of geomaterials, 2003.
- [11] Conil-Aublive N. – Modélisation du comportement des argiles raides destinées au stockage des déchets radioactifs. XXI^{es} rencontres universitaires de génie civil, France, 2003.
- [12] Chiarelli A.S., Shao J.F., Hoteit N. – Modeling of elastoplastic damage behavior of a claystone. *International Journal of Plasticity*, 19, 2003, p. 23-45.
- [13] Pellet F. – Viscoplasticité et endommagement des roches en application à la modélisation du comportement à long terme des ouvrages souterrains. Habilitation à diriger des recherches, Université Joseph-Fourier – Grenoble I, 2004.
- [14] Maleki K., Pouya A., Courtois A., Su K. – Modélisation numérique du couplage entre l'endommagement et la perméabilité des argiles raides. 16^e Congrès français de mécanique, Nice, 2003.
- [15] Marigo J.-J. – Formulation d'une loi d'endommagement d'un matériau élastique. C.R. Académie des sciences de Paris, II (292 19), 1981, p. 1309-1312.
- [16] Panet M. – Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses des Ponts et Chaussées, 1995.
- [17] Martin F., Saitta A. – Manuel théorique du logiciel C-Lambda. Rapport technique, CETU-Ittech, 2004.
- [18] Carranza-Torres C. – Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41 (3), 2004.
- [19] Corbetta F., Bernaud D., Nguyen Minh D. – Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude. *Revue française de géotechnique*, 54, 1991, p. 5-11.
- [20] Biot M.A. – Exact simplified non-linear stress and fracture analysis around cavities in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 11, 1974, p. 261-266.
- [21] Detournay E., Vardoulakis I. – Determination of the ground reaction curve using the hodograph method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 22, 1985, p. 173-176.
- [22] Mitaim S., Detournay E. – Damage around a cylindrical opening in a brittle rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 2004, p. 1447-1457.
- [23] Mitaim S., Detournay E. – Determination of ground reaction curve for hyperbolic soil model using the hodograph method. *Canadian Geotechnics*, 42, 2005, p. 964-968.
- [24] Lacroix R. – La méthode des matrices de transfert. *Annales de l'ITBTP*, 231-232, 1967, p. 346-363.
- [25] Sulem J. – Analytical methods for the study of tunnel deformation during excavation. 5th ciclo di conferenza di Meccanica e Ingegneria delle Rocce Politecnico di Torino, Italie, Ed. G. Barla, 1994.
- [26] Serratrice J.F. – Essais triaxiaux sur les marnes du sondage SCH 2000 (Bois de Peu). Rapport d'essais, CETE Méditerranée, 2001.
- [27] Laigle F. – Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. Thèse, École centrale de Lyon, 2004.

Évaluation de la méthode impact-écho comme outil de détection de cavités

C. LEONARD

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

B. PIWAKOWSKI

École centrale de Lille
Groupe électronique-
acoustique, BP 48
59651 Villeneuve-d'Ascq
Cedex
Bogdan.Piwakowski@ec-lille.fr

I. SHAHROUR

Laboratoire de mécanique
de Lille
Polytech'Lille
Université des sciences
et technologies de Lille
59655 Villeneuve-d'Ascq
Isam.Shahrou@
polytech-lille.fr

Résumé

Cet article présente un essai d'utilisation de la méthode impact-écho pour la détection de cavités souterraines. Cette méthode a largement été appliquée avec succès pour la recherche de défauts dans des structures en béton. On montre dans cet article, par simulations numériques, que le transfert de la méthode impact-écho dans le domaine de la géophysique rencontre deux difficultés majeures. Premièrement, la forte absorption des sols par rapport au béton limite fortement le domaine d'application : la méthode est très peu performante dans des sols absorbants. Deuxièmement, une structure géologique est généralement stratifiée (à la différence du béton, qui est plus homogène) ce qui rend l'analyse des signaux impact-écho beaucoup plus délicate car la résolution est altérée. La méthode a toutefois été appliquée expérimentalement sur deux sites tests. Les résultats obtenus sont généralement en accord avec les valeurs attendues. Cependant, le phénomène observé semble plus provenir d'une perturbation des ondes de surface aux voisinage des cavités. Ce résultat, déjà noté par différents auteurs, est facilement mis en évidence par la méthode impact-écho.

Mots-clés : cavités, détection, méthode impact-écho, validations expérimentales, simulations numériques, fréquence de résonance.

Use of impact-echo method for cavities location

Abstract

This paper presents a test of the application of the impact-echo method for the detection of underground cavities. This method is applied successfully for defects location in concrete structures. By numerical simulations, it is shown in this paper, that its transfer in geophysics encounters two major difficulties. Firstly, the high absorption of the soil compared to the concrete strongly limits the applicability : the method gives a poor performance in absorbent soil. Secondly, a geological structure is generally layered (the concrete is more homogeneous) and the analysis of the impact-echo signals is much more difficult because the resolution is lower. However, the method was tested in two experimental sites. The results obtained are generally in agreement with the awaited values. But the phenomenon observed seems coming from rather a disturbance of the surface waves the vicinity of cavities. This result, already noted by various authors, is easily underlined by the impact-echo method.

Key words : cavities, detection, impact-echo method, experimental validations, numerical simulations, resonance frequency.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2007.

Introduction

La détection de cavités souterraines par des méthodes géophysiques constitue, encore aujourd'hui, une tâche difficile. Malgré le large développement de ces méthodes, chaque cas requiert une étude particulière et le recours à une méthode précise ou la combinaison de différentes méthodes (Fauchard et Pothérat, 2004; Beres *et al.*, 2001). Des résultats positifs en terme de localisation de cavités ont pu être obtenus par sismique réflexion haute résolution (Branham et Steeples, 1988; Piwakowski *et al.*, 2002), par radar géologique (Beres *et al.*, 2001; Chamberlain *et al.*, 2000), par microgravimétrie (Crawford, 2000; Rybakov *et al.*, 2001; Branston *et al.*, 2003) ou par des mesures électriques (van Schoor, 2002). Cependant, ces méthodes ne sont pas toujours faciles à mettre en œuvre et requièrent un traitement des données relativement complexe.

Au travers d'études numériques et expérimentales, cet article présente une utilisation de la méthode impact-écho pour la détection de cavités souterraines. L'impact-écho est une méthode de contrôle non destructive qui a été initialement développée aux États-Unis, au Bureau national des normes et à l'université de Cornell, dans le milieu des années 80 pour la recherche de défauts dans le béton (Carino *et al.*, 1986; Sansalone et Street, 1997; Sansalone et Carino, 1988). Des applications plus récentes de cette méthode se sont focalisées sur la détection de vides dans des gaines de précontrainte (Abraham et Cote, 2002; Forde *et al.*, 2003), le contrôle non destructif de conduites en béton (Lin et Sansalone, 1994a, 1994b) et de structures de maçonnerie (Williams *et al.*, 1997). Le principal avantage de cette méthode est sa simplicité de mise en œuvre, car elle ne nécessite qu'une seule source d'excitation et un seul récepteur, par point de mesure effectué.

Méthode simple et rapide, très efficace pour la recherche de vides dans des structures en béton, il est apparu intéressant d'étudier sa transposition dans le domaine de la géophysique pour détecter des cavités souterraines peu profondes (moins de 10 m). Auparavant, il a semblé nécessaire d'analyser l'influence de l'absorption des sols sur les performances de la méthode, ainsi que les conséquences d'une application sur des structures géologiques stratifiées.

Cet article comprend trois parties : la première décrit la méthode ; la deuxième présente une étude numérique concernant l'influence de l'amortissement du sol et de la stratification géologique sur les performances de la méthode ; la dernière partie est consacrée à l'application expérimentale de la méthode sur des sites tests.

Présentation de la méthode impact-écho

Suite à un impact mécanique $F(t)$, appliqué au niveau de la surface d'une dalle en béton, une onde transitoire se propage dans la structure sous la forme d'ondes sphériques de compression et de cisaillement. Une onde de surface (ou onde de Rayleigh) existe aussi mais elle reste localisée à la surface de la dalle (son amplitude décroît

exponentiellement en fonction de la profondeur) (Fig. 1a et annexe A). A l'intérieur de la dalle, le front d'onde se réfléchit à la fois sur les défauts (de dimensions suffisantes comparées à la longueur d'onde), et sur les bords de la structure, et réalise ainsi plusieurs allers-retours entre la surface, les bords de la dalle et les défauts. Un capteur localisé proche du point d'impact peut ainsi enregistrer les différents échos issus de l'impact mécanique. Une fois l'onde de Rayleigh dissipée, l'énergie des ondes de compression se propageant à l'intérieur de la dalle domine celle des ondes de cisaillement. Le signal $y(t)$ enregistré par le capteur contient alors majoritairement les réflexions multiples (les échos) provenant des ondes de compression se propageant entre la surface de la structure et le défaut (Fig. 1b).

En l'absence de défaut, le signal $y(t)$ enregistré par le capteur contient alors majoritairement les réflexions multiples provenant des ondes de compression se propageant entre la surface et le fond de la structure. Soit le temps τ_e nécessaire pour effectuer cet aller-retour, il peut être exprimé ainsi :

$$\tau_e = 2e/v_p \quad (1)$$

où e indique l'épaisseur de la dalle en béton qui est considérée comme un milieu élastique, isotrope et homogène et où v_p désigne la vitesse des ondes de compression.

Le signal $y(t)$ enregistré alors contenant les arrivées périodiques des réflexions des ondes de compression espacées d'un intervalle de temps τ_e fournit un spectre périodique (Bracewell, 1965) de période spectrale f_e désignée sous le nom de « fréquence de résonance » et écrite ainsi (Fig. 1c) :

$$f_e = v_p/2e \quad (2)$$

Sur les enregistrements impact-écho, il est généralement difficile de mesurer τ_e dans le domaine temporel en raison de la superposition d'un nombre élevé d'arrivées d'ondes. Sous de telles conditions, les mesures de τ_e sont effectuées dans le domaine fréquentiel, où les fréquences de résonance sont clairement identifiables. Ainsi, le passage du domaine temporel au domaine fréquentiel constitue le principe fondamental de la méthode.

En utilisant le même procédé, un vide localisé à une profondeur d sera caractérisé par une fréquence de résonance f_d égale à :

$$f_d = v_p/2d \quad (3)$$

Les formules (1), (2) et (3) ne sont valides que pour des interfaces entre le béton et un matériau d'impédance acoustique Z plus faible ($Z = \rho v_p$) c'est-à-dire lorsque le coefficient de réflexion R est négatif (cf. annexe A). Dans le cas particulier où la réflexion se ferait sur un matériau de plus forte impédance acoustique, le coefficient de réflexion serait positif et la fréquence de résonance f_e serait alors égale à :

$$f_e = v_p/4e \quad (4)$$

La méthode impact-écho exige un calibrage afin de pouvoir calculer la profondeur du défaut. En effet, l'épaisseur de la dalle e étant connue, si la fréquence f_e est mesurée, alors la vitesse v_p peut alors être évaluée à partir de l'équation (1). En outre, si une fréquence f_d est mesurée au-dessus d'un vide, la profondeur d du défaut peut être déterminée à partir de l'équation (3). Si aucun calibrage n'est possible (impossibilité de mesurer l'épaisseur de la dalle), une carte dans le domaine fréquentiel fournit des informations sur l'homogénéité de la structure et localise toutes les

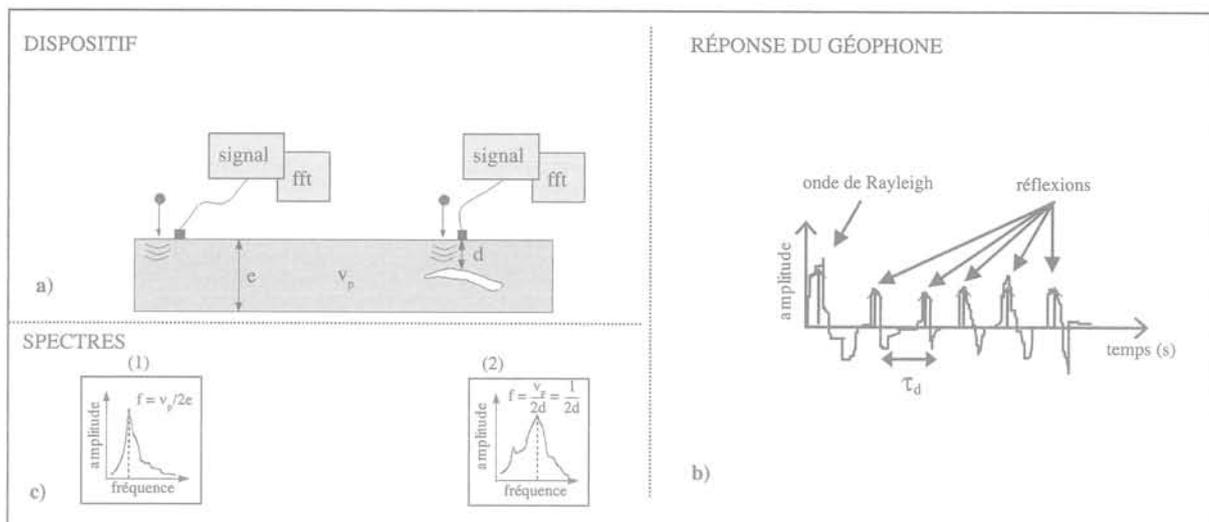


FIG. 1 Principe de la méthode impact-écho.

a) Dispositif de mesure. b) Réponse temporelle d'un géophone localisé à la surface de la pièce à tester et proche de la source (au-dessus d'un défaut). c) Spectres de la réponse temporelle obtenus en l'absence (1) ou en présence d'un défaut (2) (extrait de Abraham *et al.*, 2000).

zones anormales : un changement de fréquence du signal indiquerait alors la présence d'un défaut.

3

Analyse des performances de la méthode impact-écho dans un contexte géologique

L'utilisation de la méthode impact-écho pour la détection des cavités souterraines requiert auparavant une analyse de l'influence de la forte absorption des sols sur les performances de la méthode. En effet, l'absorption des ondes dans le béton peut être caractérisée par un facteur de qualité Q , traduisant l'amortissement matériel (Aki et Richards, 1980; cf. annexe A), généralement compris entre 10 et 50 (Kharrat, 1997). Les sols sont beaucoup plus absorbants (Gutkowski et Dym, 1976), puisque le facteur de qualité Q peut atteindre 3, dans certaines argiles.

Dans ce qui suit est présentée une analyse par éléments finis des principaux facteurs pouvant influencer les performances de la méthode impact-écho, à savoir : l'absorption et la stratification des sols, la profondeur et la taille de cavité, le contenu fréquentiel de la force d'excitation $F(t)$.

3.1

Le modèle en éléments finis

Les simulations numériques sont réalisées en utilisant le programme par éléments finis PECPLAS (Shahrour, 1992), qui combine une intégration de Newmark avec un amortissement de Rayleigh, permettant de ce fait d'introduire un coefficient de qualité Q .

Le modèle par éléments finis retenu correspond à une monocouche de craie, matériau que l'on observe sur le site (I) (voir § 4) dont les propriétés mécaniques ont pu être évaluées expérimentalement : $\rho = 2\,000\text{ kg/m}^3$, $v_p = 1\,666\text{ m/s}$, $v_s = 998\text{ m/s}$, $Q = 10$.

Afin d'étudier le comportement tridimensionnel du système, les calculs sont effectués en symétrie de révolution (Moreaux, 1997). La cavité introduite correspond alors à un cylindrique de 6 m de hauteur et de rayon R . La source ponctuelle, générant l'impact, est placée à la surface du modèle, sur l'axe de symétrie et au-dessus de la cavité, comme cela est indiqué sur la figure 2a.

Pour générer un impact, la source est modélisée par un vecteur force F ayant une forme gaussienne (soit $\exp[-\pi\sqrt{2}f_{ri}(t-ts)^2]$). Sa fréquence centrale f_{ri} est choisie égale à 208 Hz et le temps d'inflexion ts est égal à 4,213 ms. Notons que ces paramètres et la forme du vecteur force sont sélectionnés afin de reproduire au mieux la signature spectrale de l'impact généré par la source utilisée sur le terrain (Ricker, 1977).

Afin de reproduire correctement la propagation des ondes dans le modèle (éviter entre autres les réflexions sur les mailles, par exemple) (Moreaux, 1997), le domaine est constitué de mailles quadrilatères à 4 nœuds de 1 m de côté et le modèle est pris suffisamment grand de façon à reproduire un domaine semi-infini. Le temps de calcul est fixé à 60 ms, afin d'éviter les réflexions des ondes sur les bords du modèle (Fig. 2b). Enfin, pour assurer une bonne corrélation entre la discrétisation spatiale et temporelle, l'incrément de temps Δt est choisi égal à 0,468 ms.

3.2

Analyse des résultats

La réponse $y(x,t)$ en vitesse de 24 nœuds consécutifs du maillage situés à la surface du modèle entre 0 m et 23 m de la source ponctuelle, est présentée à la figure 2b. Nous observons principalement la propagation de l'onde de surface (SW) ainsi que les réflexions multiples des ondes de compression sur le toit de la cavité (R_{pi}). Ces ondes sont interprétées d'après leur vitesse de propagation. Les réflexions multiples R_{pi} , de très faibles amplitudes par rapport à l'onde directe SW, ne sont observables sur la figure 2b que grâce à l'utilisation d'un contrôle automatique de gain.

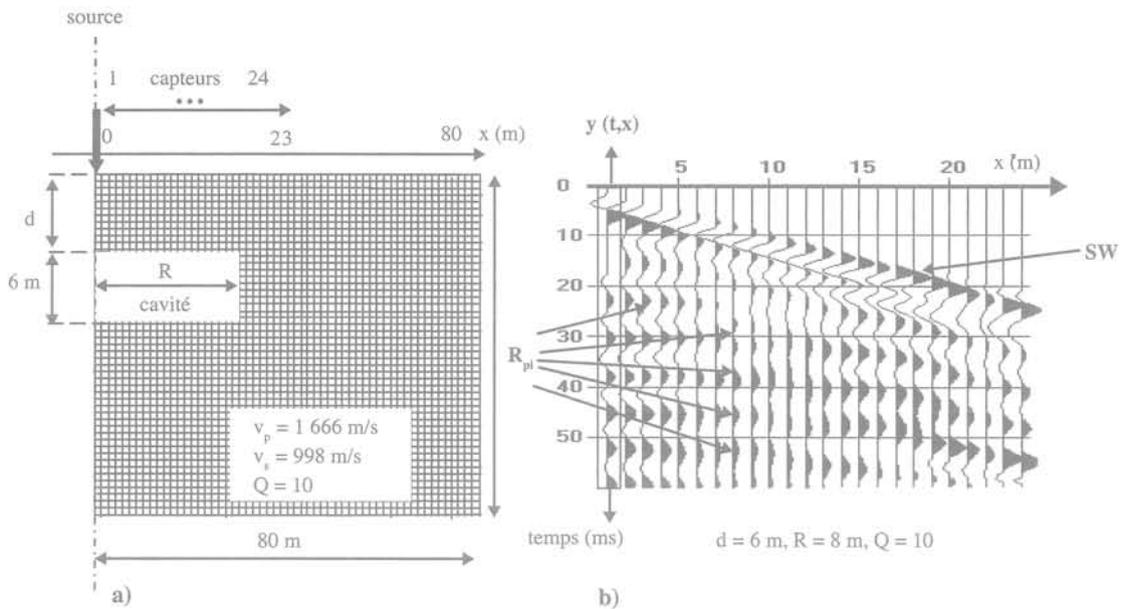


FIG. 2 Modélisation par éléments finis d'une cavité cylindrique vide de rayon R localisée à une profondeur d ($R = 8$ m, $d = 6$ m, $Q = 10$, $\rho = 2000$ kg/m³, $V_p = 1666$ m/s, $V_s = 998$ m/s). a) Maillage et position de la source et des géophones. b) Réponse en vitesse obtenue pour 24 géophones espacés de 1 m, présentée avec un contrôle automatique de gain. SW et R_{pi} représentent respectivement l'onde de surface et les réflexions multiples des ondes de compression entre la surface du modèle et le toit de la cavité.

La réponse en vitesse de 24 nœuds consécutifs du maillage a été utilisée afin de mieux visualiser la propagation des ondes dans le modèle. Cependant, pour que les équations (1) à (4) soient valides, seul un capteur proche de la source peut être employé pour la méthode impact-écho. La figure 3a présente le signal $y(t)$, obtenu pour $x = 0$, correspondant à la première voie d'acquisition (trace 1 sur la figure 2b) sans contrôle automatique de gain : seule l'onde SW est observable. Sur la figure 3b, on observe que le spectre $Y(f)$ du signal $y(t)$ est dominé par l'onde de surface, son énergie est centrée autour de la fréquence centrale de la force d'excitation f_{Ri} . La fréquence de résonance recherchée f_d n'est pas visible ($f_d = \frac{2V_p}{2d} = 139$ Hz, équation 3).

Pour l'observer, il est alors recommandé expérimentalement de saturer l'onde de surface et de n'étudier le signal $y(t)$ qu'après son passage (Carino *et al.*, 1986; Sansalone et Carino, 1988). Cette saturation permet d'enregistrer le signal utile de $y(t)$ avec une dynamique suffisante. Cependant, si une fenêtre temporelle $K(t)$ est appliquée sur le signal $y(t)$ (Fig. 3c), le spectre $Y_k(f)$ du signal résultant $y_k(t)$ montre un maximum qui est proche de la fréquence de résonance f_d recherchée (Fig. 3d).

De façon à automatiser la procédure, une analyse temps-fréquence du signal $y(t)$ est effectuée. Cette méthode provient du Laboratoire central des ponts et chaussées (Kahan, 1993; Abraham *et al.*, 2000). Le principe consiste à étudier l'évolution du contenu fréquentiel du signal $y(t)$ au cours du temps en faisant glisser la fenêtre $K(t)$, centrée en t_k , le long du signal $y(t)$. Une transformée de Fourier est calculée pour chaque signal fenêtré. L'analyse temps-fréquence consiste à juxtaposer les spectres obtenus $Y(f, t_k)$, l'échelle de temps indiquant alors le centre t_k des différentes fenêtres (Fig. 3e). Le spectrogramme est normalisé : l'amplitude maximale du spectre, représentée en blanc, vaut 1. La minimale, représentée en noir, vaut zéro. Sur la figure 3e, la

fréquence de résonance f_d des ondes de compression sur le toit de la cavité est clairement apparente dès la quatrième fenêtre (spectre obtenu à la figure 3d) alors que le début du signal est dominé par l'onde de surface. La valeur de f_d obtenue (139 Hz) permet de retrouver la profondeur de la cavité ($d = 6$ m), en utilisant l'équation 3.

3.3

Performances et limites de la méthode impact-écho

La possibilité de détecter une cavité par la méthode impact-écho est évaluée à l'aide d'un critère de détection C_{dec} (cf. annexe B). Ce dernier est défini à partir du nombre de fenêtres où la fréquence f_d est observable dans l'analyse temps-fréquence (7 fenêtres sur 10 sur la figure 3e) et de la qualité du spectre obtenu pour la quatrième fenêtre de l'analyse temps-fréquence (spectre de la figure 3d, pris comme référence car il possède un des meilleurs rapports signal/bruit). La qualité du spectre est jugée d'après la finesse du pic obtenu à la fréquence f_d (bande passante Δf à -3 dB) et le nombre d'harmoniques de f_d observables (cf. annexe B et Fig. 3d).

La figure 4 montre la variation du critère de détection C_{dec} en fonction de la profondeur d de la cavité et de sa taille R et des paramètres adimensionnels d/λ (λ étant la longueur d'onde) et AN , introduit par Piwakowski *et al.* (1998), qui définit le rapport de la surface de la cavité sur la surface de Fresnel (cf. annexe C). Les calculs sont réalisés pour deux coefficients de qualité, couramment rencontrés dans les sols : $Q = 10$ et $Q = 3$, ainsi qu'à titre indicatif, lorsque aucun amortissement n'est introduit ($Q = \infty$).

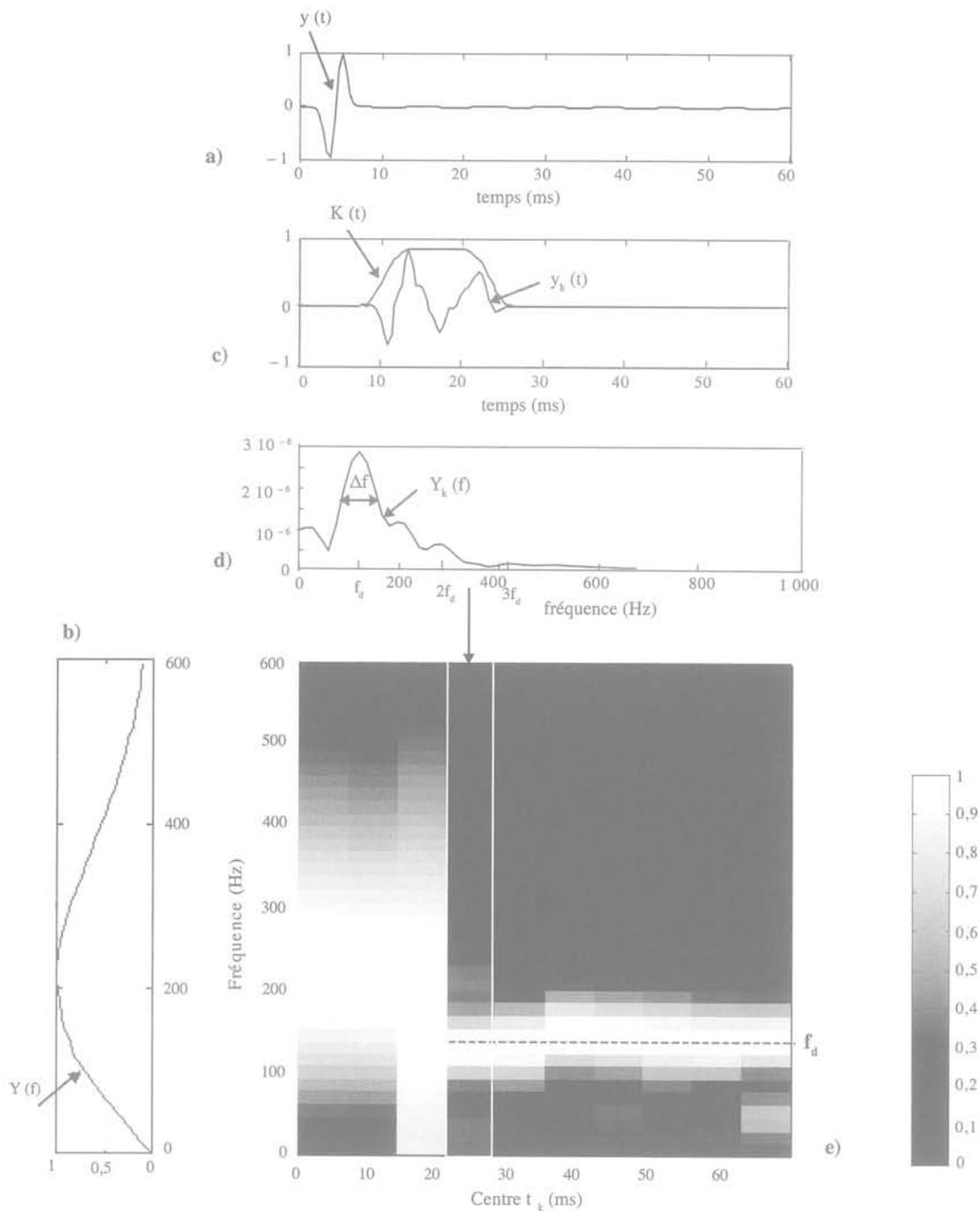


FIG. 3 Résultats de la modélisation.

a) Trace $y(t, x = 0)$ du signal présenté dans la figure 2b, sans contrôle automatique de gain. b) Spectre $Y(f)$ de $y(t)$. c) Signal $y_k(t)$ fenêtré par la fenêtre $K(t)$. d) Spectre $Y_k(f)$ de $y_k(t)$. e) Analyse temps-fréquence $Y(f, t_k)$, du signal présenté en a). La quatrième fenêtre représente le spectre $Y_k(f)$ obtenu en d).

3.3.1

Influence de l'absorption du sol

D'après l'évolution des courbes de la figure 4, on constate sans surprise que le critère de détection C_{dec} décroît en fonction l'absorption du sol (lorsque Q diminue), de plus, au voisinage de $d = 0,75\lambda$ ($0,5\lambda \leq d \leq 1\lambda$), le critère C_{dec} est maximal (Fig. 4a). En effet, lorsque la profondeur du toit de la cavité est proche de $\sqrt{2}$ la force d'excitation f_{Ri} coïncide avec la fréquence de résonance recherchée f_d (cela peut être facilement démontré en posant $\lambda = v_p/f_{Ri}$ et en utilisant l'équation 3) ce qui correspond aux conditions optimales d'utilisation de la méthode impact-écho.

De nombreuses études, présentées dans Léonard (2000), basées sur l'influence de la taille et de la profondeur de la cavité, de l'amortissement matériel du sol, du contenu fréquentiel de la source et du niveau de bruit, montrent que « $C_{dec} = 1$ » peut être considéré comme un bon seuil de détection, pour un coefficient de qualité Q supérieur ou égale à 3. Sous cette hypothèse et d'après la figure 4b, indépendamment de la valeur de Q , la détection d'une cavité devient quasiment impossible lorsque le coefficient d'anomalie AN, exprimant la taille de la cavité, devient inférieur à 0,15 ($R = 2$ m, pour $d = 6$ m). De plus, même pour une cavité de grande dimension ($R = 8$ m, AN = 1), quelle que soit sa profondeur, sa détection est impossible lorsque le

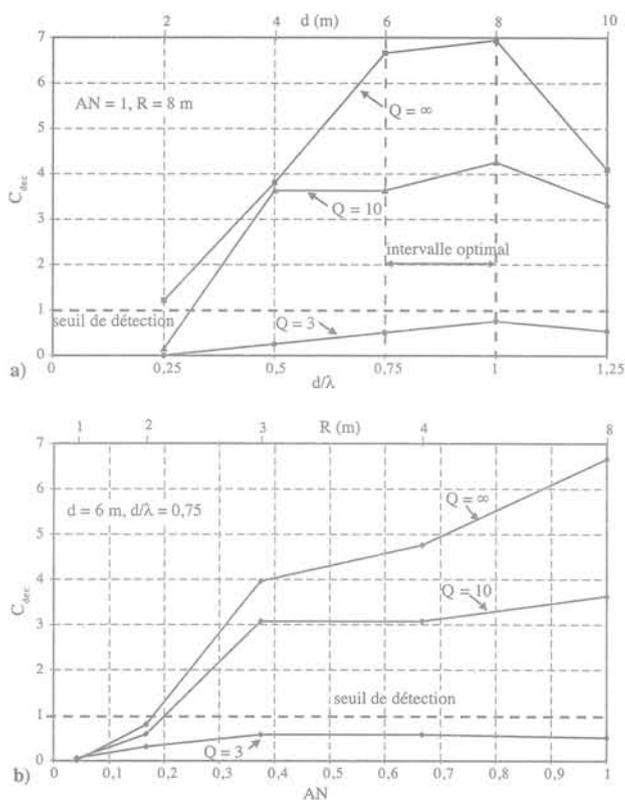


FIG. 4 Évolution du critère de détection C_{dec} en fonction de la profondeur de la cavité (a) et de la taille de cavité (b).

sol est très absorbant (caractérisé par un facteur de qualité du sol inférieur ou égal à 3, Fig. 4a). Sous cette condition, le critère C_{dec} est en effet toujours inférieur à 1. Cependant, pour le cas particulier où le sol est caractérisé par un coefficient de qualité Q égal à 10, on montre qu'une grande cavité ($AN = 1$) devient détectable dès que sa profondeur dépasse 2,5 m (soit $d = 0,32\lambda$, Fig. 4a). Si la cavité est moins étendue ($AN < 1$) et localisée à une profondeur $d = 6$ m, elle devient détectable dès que sa taille atteint un rayon R égal à 2 m ($AN > 0,2$, Fig. 4b).

Pour conclure, cette étude montre que la méthode impact-écho est fortement dépendante de l'absorption des sols, de la taille et de la profondeur de la cavité (notamment du rapport taille/profondeur) et du contenu fréquentiel de la source utilisée. Cette remarque est bien sûr valable pour d'autres méthodes géophysiques (la sismique, par exemple), mais cela semble plus prononcé pour la méthode impact-écho.

3.3.2

Influence de la stratification

L'influence de la stratification des sols est analysée au travers du site présenté dans le paragraphe 4.1 (Fig. 5a). Le modèle géologique est caractérisé par une première couche d'argile ($\rho_1 = 1500 \text{ kg/m}^3$, $v_{p1} = 500 \text{ m/s}$, $v_{s1} = 263 \text{ m/s}$, $Q_1 = 5$) suivie d'une couche de craie ($\rho_2 = 2000 \text{ kg/m}^3$, $v_{p2} = 1666 \text{ m/s}$, $v_{s2} = 998 \text{ m/s}$, $Q_2 = 10$). La cavité (de 10 m de large et de 2 m d'épaisseur) est située à 8,50 m de profondeur, dans la craie. La nappe phréatique coïncide avec la fin de la craie, ce qui fournit un très bon contraste d'impédance acous-

tique, favorable à la réflexion des ondes. Les fréquences de résonance correspondant aux différentes interfaces sont obtenues d'après les équations (2) et (4) :

- la fréquence de résonance $f_{01} = (2e_3/v_{p1} + 2d/v_{p2})^{-1}$ associée aux réflexions sur le toit de la cavité est égale à 63 Hz (éq. 2) ;
- la fréquence de résonance $f_{02} = (2e_3/v_{p1} + 2e_2/v_{p2})^{-1}$ associée aux réflexions sur le fond de la craie blanche est égale à 46 Hz (éq. 2). En effet, le coefficient de réflexion sur la nappe phréatique est négatif ;
- la fréquence de résonance $f_{03} = (vp/4h)$ associée aux réflexions sur l'interface argile/craie est égale à 62,5 Hz (éq. 4).

Notons que, puisque les fréquences f_{01} et f_{03} coïncident, l'interprétation des résultats est plus délicate que dans le cas d'une monocouche.

D'après les recommandations de la section précédente, pour obtenir les conditions optimales d'utilisation de la méthode, la source doit couvrir un spectre compris entre 40 et 70 Hz (afin de coïncider avec les fréquences de résonance recherchées). La longueur d'onde optimale λ' est donc obtenue pour vérifier l'équation $d = \lambda'/2$ (cf. section 3.3.1), soit $\lambda' = 17$ m ($d = 8,50$ m). D'après l'annexe C, sous ces hypothèses, le coefficient d'anomalie AN est proche de 1. En considérant que le coefficient d'amortissement est supérieur à 5, on peut conclure (Fig. 4.a) que la détection de la cavité est possible mais proche de ses limites (la courbe correspondant à $Q = 5$ est située entre celles obtenues pour $Q = 3$ et $Q = 10$).

Un profil impact-écho est simulé. Pour cela, soixante et un calculs sont réalisés en faisant avancer la source de 0,5 m à chaque fois (Fig. 5b). Cette dernière est introduite sous la forme d'une fonction de Gauss ayant une fréquence dominante $f_{R1} = 100$ Hz (cf. § 3.1) permettant de couvrir la bande 40 Hz-120 Hz et de cibler les différentes fréquences de résonance recherchées (f_{01} , f_{02} et f_{03}).

Une analyse temps-fréquence est alors effectuée. Afin de représenter le profil entier, pour chaque calcul, nous avons choisi de ne montrer que la 5^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence (meilleur rapport signal/bruit) correspondant à l'intervalle d'observation [14 ms-46 ms]. La figure 5c présente alors l'évolution fréquentielle de la 5^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence en fonction de la position de la source.

Le résultat obtenu montre une modification fréquentielle du signal au voisinage de la cavité. Dans la zone hors cavité, la fréquence observée semble être une moyenne des deux fréquences recherchées f_{02} et f_{03} (interférence des deux fréquences) alors qu'au-dessus du vide, on retrouve approximativement la fréquence de résonance f_{01} (associée aux réflexions sur le toit de la cavité).

A titre d'exemple, la figure 5d présente le résultat obtenu pour une monocouche de craie. On remarque que la résolution spectrale est meilleure que dans le cas précédent. En effet, dans une structure stratifiée, les différentes réflexions et transmissions des ondes viennent atténuer le signal utile, ce qui n'est pas le cas dans une structure homogène où une seule réflexion existe ce qui permet d'obtenir un signal spectral centré autour de la fréquence de résonance recherchée.

Pour conclure, cette étude montre qu'une structure stratifiée induit la présence de plusieurs fréquences de résonance qui peuvent se masquer mutuellement ou

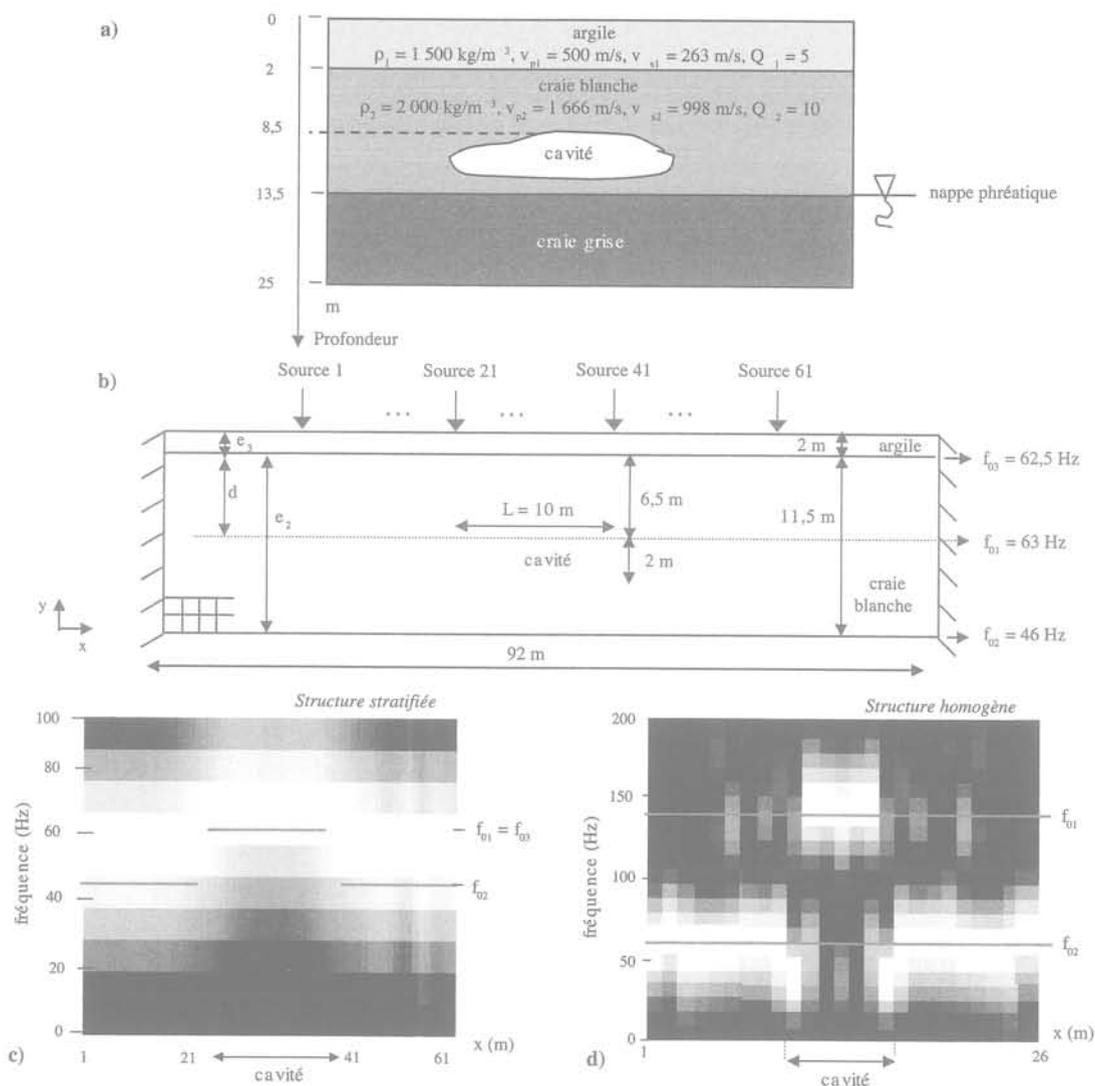


FIG. 5 Simulation impact-écho sur une structure stratifiée.

a) Structure géologique du site. b) Modèle élément fini utilisé montrant les différentes positions des sources. c) Profil impact-écho obtenu : spectre Y (f) de la cinquième fenêtre de l'analyse temps-fréquence, présenté en fonction de la position de la source. d) Profil impact-écho obtenu pour une structure homogène (monocouche de craie, présentée à titre d'exemple).

interférer rendant l'interprétation des résultats plus délicate. D'autre part, la transmission des ondes au travers des différentes interfaces altère le signal et limite le nombre de réflexions multiples. La conséquence de ce type de propagation est similaire à une augmentation de l'absorption : les fréquences de résonance recherchées sont difficilement identifiables.

4

Mise en œuvre expérimentale de la méthode impact-écho

Après avoir étudié le potentiel de l'impact-écho au travers de modélisations numériques, nous allons mettre en œuvre cette méthode sur deux sites. La sismique réflexion haute résolution est utilisée sur le premier site comme outil d'aide à la décision pour les interprétations des résultats impact-écho. Elle permet de vérifier la bonne propagation des ondes sur le site (la présence d'argile peut atténuer le signal) et de valider la position des cavités.

4.1

Site 1 : anciennes carrières abandonnées dans le Nord de la France

Les mesures sont réalisées dans le Nord de la France sur un site présentant de nombreuses carrières abandonnées. Les cavités sont situées dans la craie à 8,5 m de profondeur. Les caractéristiques mécaniques et géologiques du site sont présentées sur la figure 5a.

L'implantation du profil par rapport aux cavités est présentée sur la figure 6a. Les 48 premiers mètres (intervalle AB) sont situés dans un endroit présentant de nombreux vides, tandis que le reste du profil (intervalle BC) constitue notre référence car aucune cavité n'est recensée. Un puits a permis d'accéder aux cavités permettant de réaliser les mesures de vitesse de propagation ainsi que d'absorption (caractéristiques indiquées sur la figure 5a). La géométrie des cavités étant connue, le coefficient d'anomalie AN a pu être calculé le long du profil (Fig. 6d). Il approche la valeur de 1 dans l'intervalle (A-B) indiquant des cavités de dimen-

sions suffisantes (correspondant aux hypothèses de la figure 4a). A noter que, d'après le paragraphe 3.3.2, la détection des cavités serait possible mais difficile.

4.1.1

Acquisition par la méthode impact-écho

Un sismographe Geometrics Strata View possédant 48 voies a été utilisé pour l'acquisition des données ainsi que des géophones ayant une fréquence de coupure de 40 Hz. La source utilisée est une masse de 200 kg lâchée d'une hauteur de 2 m environ. L'avancement de la source comme l'espacement entre géophones est de 2 m soit une longueur du profil de 94 m. Pour chaque enregistrement $y(t)$, la source est placée à 1 m du géophone. Une analyse temps-fréquence est effectuée. Le spectre $Y(f)$ sélectionné dans le profil impact-écho est celui obtenu dans la 4^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence correspondant à l'intervalle [13 ms, 57 ms], car il possède le meilleur rapport signal/bruit. La figure 6b présente les résultats obtenus. L'évolution du contenu fréquentiel est bien corrélé avec la présence des cavités. La fréquence observée dans l'intervalle (B-C) est égal à 45 Hz, celle-ci coïncide avec la fréquence f_{02} associée aux réflexions sur la nappe phréatique située à 13,5 m de profondeur. Dans la zone des cavités (A-B), la fréquence fluctue entre 35 et 60 Hz, la valeur la plus haute de l'intervalle étant égale à la fréquence de résonance des cavités f_{01} recherchée, la plus basse pourrait être associée à une interface plus profonde.

4.1.2

Acquisition par la méthode sismique réflexion haute résolution

L'acquisition a été réalisée avec un sismographe Geometrics Strata View et des géophones ayant une fréquence de coupure de 100 Hz qui permettent un filtrage basse fréquence des données sismiques. Une géométrie de type « tir en bout » a été utilisée ainsi qu'un déport source – 1^{er} géophone (offset) de 17 m afin d'assurer une fenêtre d'observation optimale (*optimum offset window*) (Cook, 1965; Mari *et al.*, 1997; Yilmaz, 1987) dans laquelle les réflexions provenant des « cibles » à détecter sont au mieux séparées des signaux constituant le bruit.

Un fusil de chasse « *betsy-gun* », tirant des cartouches de type gros gibier de calibre 12, semblable à celui présenté par Miller *et al.* (1986) a été utilisé comme source. Celle-ci est bien adaptée à des profondeurs d'investigation inférieures à 50 mètres et peut être actionnée directement depuis la surface, évitant ainsi la réalisation de forage.

Le profil sismique obtenu est présenté sur la figure 6c. Dans la zone B-C sans cavité, l'absence de vide est indiqué par la présence d'un marqueur sismique, noté C, non perturbé qui représente l'interface craie/marne situé à 25 m de profondeur (Fig. 5a). Inversement dans la zone A-B présentant les cavités, le profil révèle une quasi-absence du marqueur C, ce dernier étant masqué par les vides. La détection des cavités est ici effectuée de manière indirecte, c'est-à-dire par la recherche de perturbations dans la coupe sismique induites par la présence des cavités (effet de masquage) (Piwakowski *et al.*, 1998 et 2002).

Les résultats obtenus par cette méthode confirment la présence de vides dans l'intervalle A-B et une bonne propagation des ondes dans l'intervalle B-C, malgré la présence d'argile.

Discussion

Les résultats obtenus sur ce site par la méthode impact-écho sont moyennement satisfaisants. En effet, l'analyse théorique présentée au paragraphe 3.3.2 montre qu'en terrain stratifié la fréquence f_{02} associée aux réflexions sur la nappe phréatique située à 13,5 m de profondeur est difficilement observable, alors qu'aucun bruit ne vient perturber le signal. Il est donc fort probable qu'*in situ*, en contexte plus complexe, la fréquence détectée à 45 Hz ne provienne pas d'une interface aussi profonde. En analysant le contenu fréquentiel des signaux $y(t,x)$ dans l'intervalle B-C, on observe que cette valeur de 45 Hz coïncide par ailleurs avec la fréquence dominante des ondes de surface (*ground roll*, cf. annexe A). Ces dernières, très énergétiques et dont la propagation est favorisée dans les structures multicouches, n'auraient donc pas été totalement supprimées lors de notre analyse temps-fréquence et masqueraient les réflexions multiples des ondes de compression. Les modifications spectrales observées sur la figure 6b pourraient donc provenir d'une perturbation des ondes de surface au voisinage des cavités. Cette observation a été déjà notée par différents auteurs : Leparoux *et al.* (2000), Ormos *et al.* (1999), Abraham et Leparoux (2003) qui ont montré un effet de filtrage des ondes de surface par la cavité, à la fois dans le domaine temporel et fréquentiel. Par la mise en œuvre d'un profil impact-écho, on observerait alors facilement cette modification du contenu fréquentiel des ondes de surface aux voisinages des cavités. Ce phénomène, encore mal expliqué physiquement, fait actuellement l'objet de recherches au BRGM et au LCPC (division Reconnaissance et mécanique des sols).

4.2

Site 2 : carrières de tuffeau dans le Maine-et-Loire

Ce site est localisé en Maine-et-Loire, département qui possède de nombreuses carrières de tuffeau. La structure géologique du site, ainsi que la position du profil par rapport aux cavités sont présentées sur la figure 7. Les vides sont situés dans la couche de tuffeau, à des profondeurs comprises entre 2 et 3,5 m. La position du profil est choisie de façon à couvrir une zone de référence sans cavité d'une longueur de 10 m (intervalle A-B). Le reste du profil surplombe les vides (intervalle B-C).

La possibilité d'accéder à la carrière a permis de réaliser une mesure des vitesses de propagation des ondes de compression entre la surface et le toit de la cavité ; la vitesse mesurée est de 500 m/s. Les fréquences de résonance attendues ont été calculées :

- la fréquence de résonance f_{01} associée aux réflexions des ondes de compression sur le toit de la cavité est comprise entre 70 et 125 Hz (le toit de la cavité étant compris entre 2 m et 3,5 m) ;
- la fréquence de résonance f_{02} associée aux réflexions des ondes de compression sur l'interface tuffeau/sable située à 16,30 m de profondeur est estimée à 35 Hz (cette

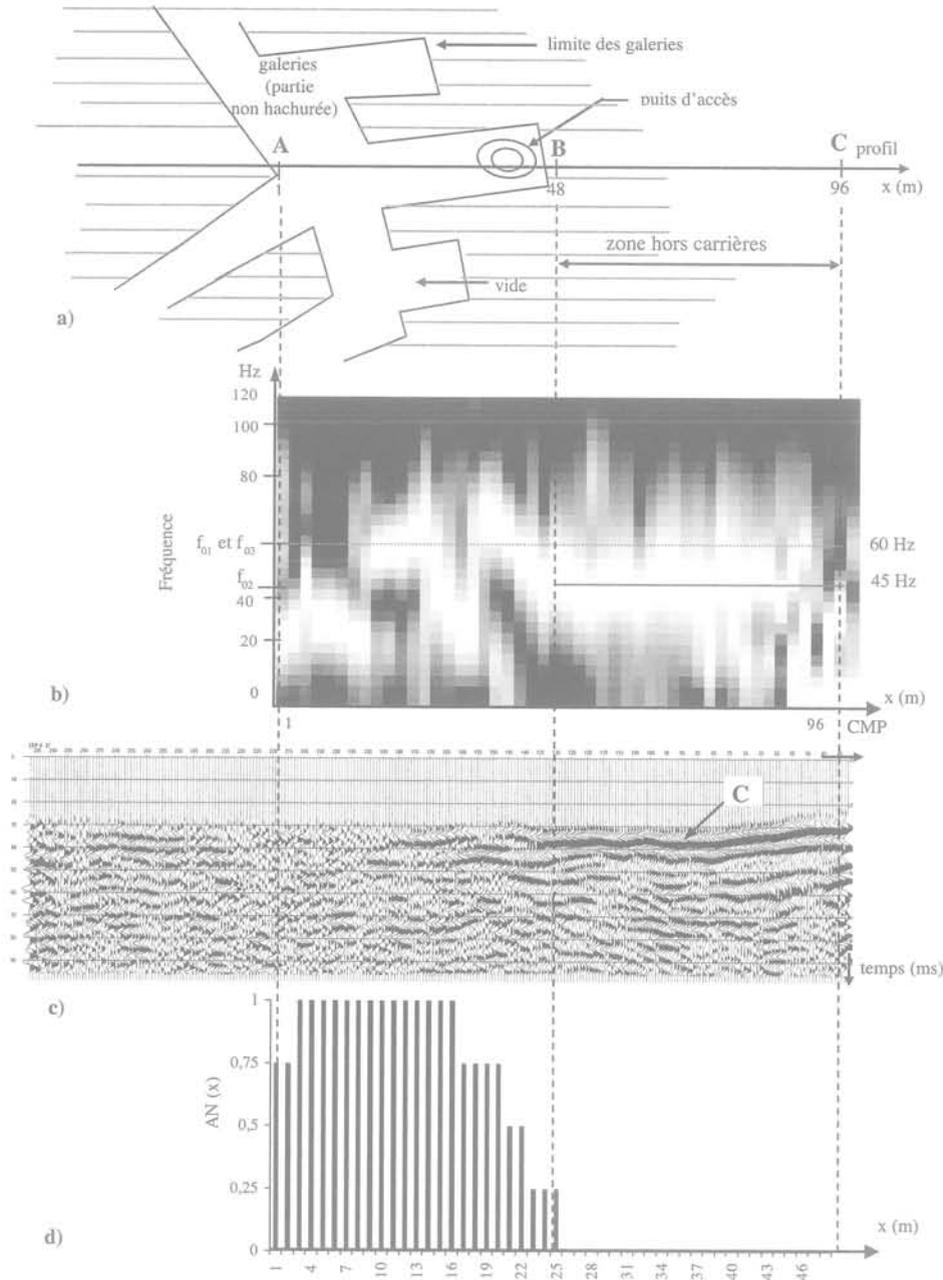


FIG. 6 Validation expérimentale de la méthode impact-écho sur le site test 1.

a) Localisation des galeries et du profil. Intervalle A-B : zone présentant les cavités ; intervalle B-C : zone sans cavité. b) Spectre $Y(f,x)$ obtenu dans la 4^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence en fonction de la position de la source. c) Profil sismique réflexion haute résolution : le marqueur C représente l'interface craie grise/marne. d) $AN(x)$.

interface ayant été détectée par sismique réflexion haute résolution, la vitesse des ondes de compression obtenue lors du traitement est égale à 1 100 m/s).

Un sismographe Geometrics Strata View, possédant 48 voies et des géophones ayant une fréquence de coupure 100 Hz ont été utilisés pour l'acquisition des données. Une masse de 5 kg a été utilisée comme source, adaptée à des profondeurs relativement faibles (quelques mètres). L'espacement entre géophones et l'avancement de la source sont égaux à 0,5 m. La longueur du profil est de 28 m.

La figure 7c présente le spectre $Y(f,x)$ obtenu dans la 6^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence (fenêtre optimale) en fonction de la position de la source correspondant à l'intervalle d'observation [25 ms, 56 ms]. De même que le cas de la figure 6, les modifications fré-

quentielles observées sont bien corrélées avec la position des cavités. Une fréquence moyenne de 100 Hz est relevée dans l'intervalle B-C qui coïncide avec la fréquence de résonance f_{01} attendue.

Cependant, dans l'intervalle A-B dépourvu de cavité, la fréquence obtenue de 70 Hz ne correspond pas à la fréquence attendue f_{02} égale à 35 Hz. Ceci est probablement lié à la fréquence de coupure des géophones utilisés qui supprime par filtrage le signal de 35 Hz. Une analyse des ondes de surface montre par ailleurs que leur fréquence dominante est proche de 70 Hz (Fig. 7d) et coïncide alors avec la fréquence f_{01} .

Les modifications spectrales observées sur la figure 7c pourraient donc provenir, comme pour le site 1, d'une perturbation des ondes de surface au voisinage des cavités.

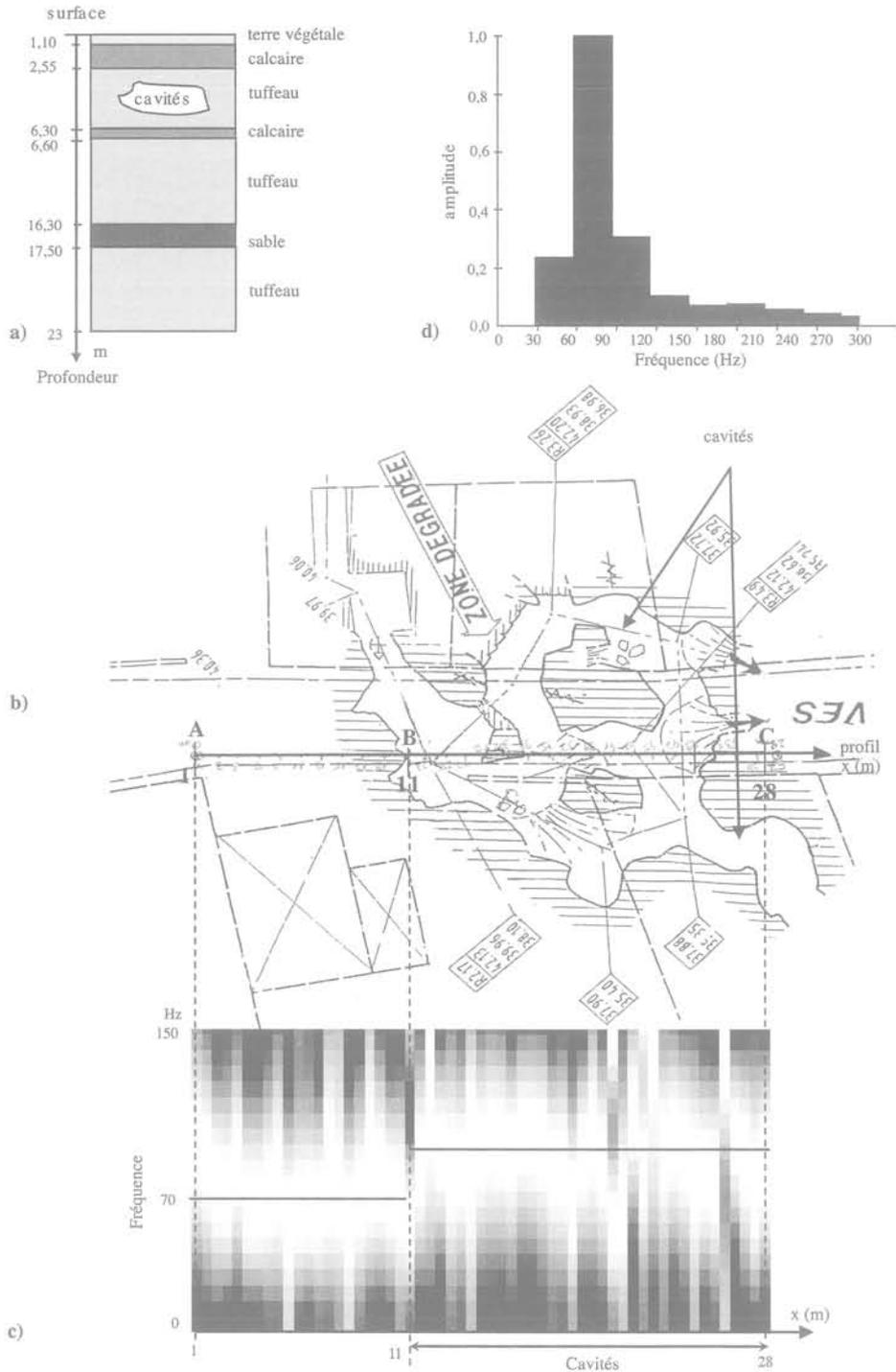


FIG. 7 Validation expérimentale de la méthode impact-écho sur le site 2. a) Structure géologique du site. b) Localisation des cavités et du profil. Intervalle A-B : zone sans cavité. Intervalle B-C : zone avec cavités. c) Spectre Y (f,x) obtenu dans la 6^e fenêtre de l'analyse temps-fréquence en fonction de la position de la source. d) Analyse du contenu fréquentiel des ondes de surface.

Conclusion

Cet article présente, aux travers de simulations numériques et de mesures expérimentales, l'étude de la transposition de la méthode impact-écho pour la détection de cavités souterraines.

Numériquement, on a montré dans cet article que le transfert de la méthode impact-écho vers la détection de cavités dans les sols rencontre deux difficultés

majeures. Premièrement, la forte absorption des sols par rapport au béton limite fortement le domaine d'application : la méthode est très peu performante dans des sols absorbants ($Q < 10$). Deuxièmement, une structure géologique est généralement stratifiée (à la différence du béton, qui est plus homogène) ce qui rend l'analyse des signaux impact-écho beaucoup plus délicate, compte tenu des fréquences de résonance de la structure géologique qui altèrent la résolution de la méthode et gênent l'identification de la fréquence de résonance associée à la cavité. Dans un cas idéal pré-

sentant une structure homogène peu absorbante ($Q > 10$) sans bruit, la méthode permet cependant de détecter des cavités dès que leur dimension dépassent $AN = 0,2$. On montre aussi que la méthode impact-écho est fortement dépendante du rapport taille/profondeur de la cavité et du contenu fréquentiel de la source utilisée (les conditions optimales d'utilisation de la méthode sont obtenues lorsque les fréquences de résonance impact-écho recherchées coïncident avec la fréquence d'excitation de la source).

Des mesures expérimentales ont été réalisées sur deux sites tests. Les résultats obtenus sont généralement en bon accord avec les valeurs attendues.

Toutefois nous avons observé, dans les deux cas étudiés, que le contenu fréquentiel des ondes de surface coïncide avec les fréquences impact-écho recherchées. Or, la propagation de ces ondes étant favorisée dans des structures stratifiées, leur niveau d'amplitude est beaucoup plus élevé que celui des réflexions des

ondes de compression. Il est donc fort probable que les fréquences recherchées soient masquées et que le phénomène observé provienne d'une perturbation des ondes de surface aux voisinages des cavités.

Finalement, indépendamment du type de phénomène détecté par la méthode impact-écho, l'approche proposée, rapide, facile à implanter et peu onéreuse peut fournir une aide dans la détection des cavités, si elle est associée à une autre méthode de reconnaissance. La méthode impact-écho pourrait par exemple être utilisée pour « suivre » le long d'un profil la présence de cavités, détectées auparavant en un point donné par une autre technique, plus efficace mais plus onéreuse.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la division RMS du LCPC de Nantes qui est à l'initiative de ce travail et qui a apporté un soutien scientifique et financier à cette étude.

Annexes

A. Quelques notions de propagation d'onde

La théorie de l'élasticité et le principe fondamental de la dynamique montrent que les ondes se propagent dans un milieu par deux mécanismes différents et donnent ainsi deux types d'ondes se propageant de manière indépendante : les ondes de compression ou longitudinales (onde P) et les ondes de cisaillement ou transversales (onde S) (Lavergne, 1986).

Dans un milieu solide, infini, homogène et isotrope, seules des ondes de volume se propagent : les ondes P,

avec pour vitesse $v_p = \left(\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \right)^{1/2}$, pour lesquels le

déplacement des particules est parallèle au sens de propagation de l'onde et les ondes S

($v_s = \left(\frac{E}{2\rho(1+\nu)} \right)^{1/2}$) pour lesquelles le déplacement est

perpendiculaire au sens de propagation de l'onde. Dans le cas d'un milieu semi-infini, limité par une surface libre (la surface du sol, par exemple), d'autres types de propagation existent au voisinage de la surface. Ce sont les ondes de surface qui pourront être soit des ondes de Love si le mouvement des particules est contenu dans un plan vertical perpendiculaire à la direction de propagation, soit des ondes de Rayleigh si le mouvement des particules est contenu dans un plan vertical parallèle à la direction de propagation. En présence d'une couche superficielle, des ondes analogues aux ondes de Rayleigh peuvent se propager à la surface. Ces ondes, appelées pseudo-Rayleigh, sont très énergétiques et génèrent un bruit important (*ground roll*) dans les enregistrements sismiques.

En présence d'interfaces planes et de grandes dimensions, les ondes sont partiellement transmises et réfléchies. Un coefficient de réflexion R peut être défini au niveau de cette interface pour les ondes de compression, à incidence normale, par la relation suivante :

$$R = (Z_2 - Z_1)/(Z_1 + Z_2) \quad (A.1)$$

Z_1 et Z_2 sont respectivement les impédances acoustiques du premier et du deuxième matériau traversés par l'onde de compression au niveau de cette interface ($Z = \rho V_p$).

En milieu homogène et élastique, le mouvement des particules s'atténue au cours de la propagation, du fait de l'expansion du front d'onde. L'amplitude des ondes diminue alors suivant une loi en $1/r$, r étant la distance du point d'observation au point source. Lorsque le milieu n'est pas parfaitement élastique (cas du sous-sol), l'onde sismique subit en plus une dissipation d'énergie couramment nommé amortissement matériel qui est caractérisé par une décroissance exponentielle de l'amplitude de l'onde en $\exp(-\alpha r)$, α correspondant au coefficient d'atténuation, couramment utilisé en acoustique. En sismique, il est plus commun d'employer le coefficient de qualité Q. Ce dernier peut être relié au coefficient d'atténuation par la relation suivante (Piwakowski, 1989) :

$$\alpha = \pi/(Q\lambda) \quad (A.2)$$

λ représente la longueur d'onde. Cette dernière dépend de la fréquence de la source F_n et de la vitesse de propagation des ondes de compression V_p dans le matériau ($\lambda = V_p/F_n$).

Dans le cas où aucun amortissement n'existe (milieu homogène et élastique), le coefficient Q est infini.

B. Coefficient de détection C_{dec}

Afin d'analyser les résultats d'une analyse temps-fréquence, la possibilité de détecter une cavité est quantifiée au moyen de trois critères définis par Léonard (2000) :

1) Un critère d'efficacité de la méthode E_c

$$E_c = \frac{W_r}{W - W_s} \quad \text{avec } 0 \leq E_c \leq 1 \quad (B.1)$$

où W , W_r et W_s (Fig. A1) sont respectivement le nombre total de fenêtres de l'analyse temps-fréquence, le nombre total de fenêtres où la fréquence de résonance de la cavité est observable dans l'analyse temps-fréquence et le nombre total de fenêtres contenant en majorité une information provenant de l'onde de surface.

Le critère E_c est maximal lorsque la fréquence de résonance de la cavité f_d est observable dans toutes les fenêtres où l'onde de surface ne domine pas. Plus le critère E_c augmente, plus la cavité est facilement détectable.

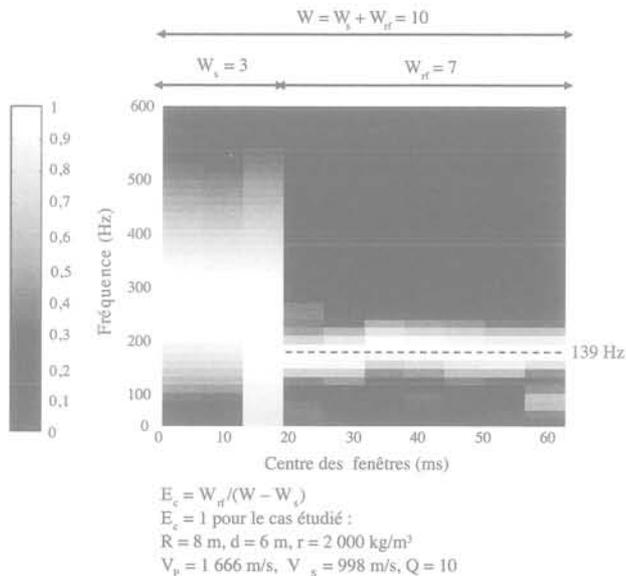


FIG. B.1 Illustration des paramètres introduits dans le critère de détection C_{dec} : le critère E_c . La cavité est modélisée par un vide cylindrique de rayon $R = 8 \text{ m}$ localisé dans le sol à une profondeur $d = 6 \text{ m}$ ($\rho = 2\,000 \text{ kg/m}^3$, $V_p = 1\,666 \text{ m/s}$, $V_s = 998 \text{ m/s}$, $Q = 10$).

2) La bande passante à $-3\text{dB } \Delta f$ (Fig. B.2)

Ce critère correspond à la distance entre les points d'un même pic ayant pour amplitude 0,7 fois la valeur maximale de ce pic. Ce critère est évalué pour le pic obtenu à la fréquence de résonance de la cavité f_d dans la fenêtre $Y_K(f)$ sélectionnée.

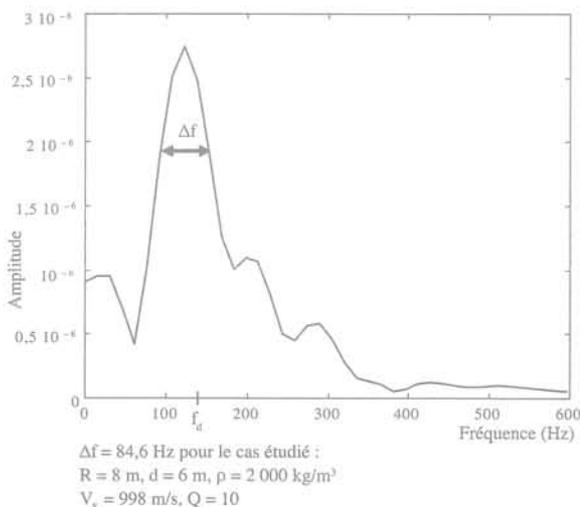


FIG. B.2. Illustration des paramètres introduits dans le critère de détection C_{dec} : la bande passante à $-3\text{dB } \Delta f$. La cavité est modélisée par un vide cylindrique de rayon $R = 8 \text{ m}$ localisé dans le sol à une profondeur $d = 6 \text{ m}$ ($\rho = 2\,000 \text{ kg/m}^3$, $V_p = 1\,666 \text{ m/s}$, $V_s = 998 \text{ m/s}$, $Q = 10$).

3) Le nombre d'harmonique NH de la fréquence de résonance de la cavité f_d (Fig. B.3)

Le paramètre NH comptabilise le nombre de pics apparaissant dans la fenêtre $Y_K(f)$ sélectionnée provenant des harmoniques de f_d . Dans le cas présenté à la figure B.3, le paramètre NH est égal à 3, puisque 3 pics sur 4 observables sont à une fréquence f_d modulo f_d .

Afin de résumer les variations de ces trois critères, nous introduisons le critère de détection d'une cavité sous la forme :

$$CDEC = (NH \cdot EC) / \Delta f \quad (\text{B.2})$$

NH et Δf ont été normalisés par rapport à leurs valeurs maximales respectives obtenues dans l'ensemble des configurations présentées dans (Léonard, 2000), soient respectivement 6 et 615 Hz.

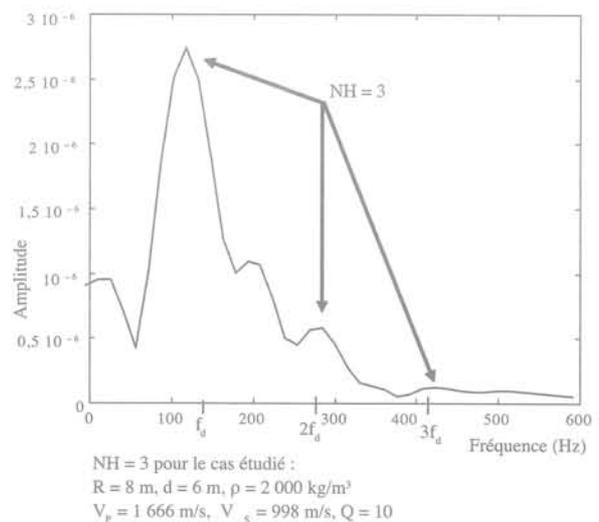


FIG. B.3 Illustration des paramètres introduits dans le critère de détection C_{dec} : le critère NH. La cavité est modélisée par un vide cylindrique de rayon $R = 8 \text{ m}$ localisé dans le sol à une profondeur $d = 6 \text{ m}$ ($\rho = 2\,000 \text{ kg/m}^3$, $V_p = 1\,666 \text{ m/s}$, $V_s = 998 \text{ m/s}$, $Q = 10$).

C. Coefficient d'anomalie AN

Afin d'exprimer la dimension de la cavité en terme d'imagerie acoustique, Piwakowski *et al.* (1998) ont introduit un coefficient d'anomalie AN. Pour faciliter la lecture de cet article, nous rappelons sa définition.

Il est communément admis que chaque géophone « voit » à une profondeur donnée d une certaine surface circulaire S_c de rayon $R_f = [d\lambda/2]^{0.5}$, définit comme étant la surface de Fresnel (λ étant la longueur d'onde du signal sismique enregistré). Le rayon R_f de cette surface est communément interprété comme la résolution latérale de l'image sismique (Mari *et al.*, 1998).

Ainsi, le dispositif sismique obtenu par traitement ne voyant que la zone de Fresnel, l'anomalie causée par la présence d'une cavité sera proportionnelle au rapport S_c/S_f , S_c étant la surface de la cavité contenue dans S_f (Fig. C.1). Le coefficient de détection AN est alors défini comme le rapport suivant :

$$AN = S_c/S_f \text{ pour } S_c < S_f \quad (\text{C.1})$$

$$AN = 1 \text{ pour } S_c > S_f \quad (\text{C.2})$$

Plus la taille de l'objet augmente, plus le rapport AN est grand. D'après ce modèle, si S_c devient égale à S_f

alors $AN = 1$ ce qui signifie que la cavité se comporte comme une couche infinie. Pour $S_c < S_r$, le coefficient d'anomalie AN fournit une dimension de la cavité qui est fonction de la structure géologique (dont la longueur d'onde λ dépend).

De nombreuses études numériques ont confirmé l'utilité d'un tel coefficient : Piwakowski *et al.* (1998), Léonard (2000), Piwakowski *et al.* (2002), Driad et Piwakowski (2002). Dans la plupart des cas, une cavité caractérisée par un coefficient AN proche de 0,5 peut être détectable par sismique réflexion. Ce critère ($AN \geq 0,5$) ne peut pas être considéré comme un seuil absolu. Il peut changer en fonction des conditions géologiques du site.

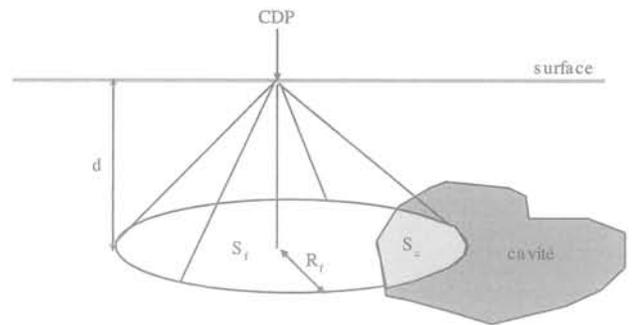


FIG. C.1 Concept du coefficient d'anomalie AN.

Bibliographie

- Abraham O., Léonard C., Côte P., Piwakowski B. – Time-frequency analysis of impact-echo signals: Numerical modeling and experimental validation. *ACI Material Journal*, novembre-décembre 2000, p. 645-657.
- Abraham O., Côte P. – Thickness frequency profile for the detection of voids in tendon duct. *ACI Structural Journal*, 99 (3), 2002, p. 239-247.
- Abraham O., Leparoux D. – Détection de cavités non maçonnées à l'aide d'ondes de surface. *Projet national Criterre* Thème 1, Rapport n° 2, 2003.
- Aki K., Richards P.G. – *Quantitative Seismology, Theory and Methods*. W.H. Freeman and Co., San Francisco, 1980.
- Beres M., Luetscher M., Olivier R. – Integration of ground penetrating radar and microgravimetric methods to map shallow caves. *Journal of Applied Geophysics*, 46, 2001, p. 249-262.
- Bracewell R. – *The Fourier transform and its applications*. McGraw-Hill, NY 1965.
- Branham K.L., steeples D.W. – Cavity detection using high resolution seismic methods. *Mining Engineering*, 40, 1988, p. 115-119.
- Branston M.W., Styles P. – The application of time-lapse microgravity for the investigation and monitoring of subsidence at Norwich, Cheshire. *The Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 36, 3, 2003, p. 231-244.
- Carino N.J., Sansalone M., Hsu N. – Flaw detection in concrete by frequency spectrum analysis of impact-echo waveforms. *Int. Advances in Non-destructive Testing*, 12, 1986, p. 117-146.
- Chamberlain A.T., Andrew T.C., William S., Chis P., Roslyn C. – Cave detection in limestone using ground penetrating radar. *Journal of Archaeological Science*, 27, 2000, p. 957-964.
- Cook J.C. – Seismic mapping of underground cavities using reflection amplitude. *Geophysics*, 30, 1965, p. 527-538.
- Crawford, N.C. – Microgravity investigations of sinkhole collapses under highways. *First international conference on the application of geophysical methodologies to Transportation facilities and infrastructures*, St Louis, Missouri, décembre 2000.
- Driad L., Piwakowski B. – Detection and characterisation of underground cavities using high resolution seismic (HRSR). *8th Congress of European Section Environmental & Engineering Geophysical Society*, Lisboa, 2002.
- Fauchard C., Pothérat P. – *Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques*. Guide technique, collection « Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées », LCPC, 2004, 170 p.
- Forde M.C., Clark M., Halliday J., Watson J. – Guidance on the use of NDE on voided P-T concrete bridge beams using impact echo. *Proc TRB 82nd Meeting*, Washington, DC, USA, January 2003.
- Gutkowski T.G., Dym C.L. – Propagation of ground vibration; a review. *Journal of Sound and vibration*, 49, 1976, p. 173-179.
- Kahan M. – *Non-destructive structure evaluation: an application of seismic signal analysis*. MSc in Mechanical Engineering, MIT, USA, 1993.
- Kharrat Y. – *Auscultation des structures en béton par tomographie sonique de vitesse et d'atténuation*. Thèse, Université de Sherbrooke, Canada, 1997.
- Lavergne M. – *Méthodes sismiques*. Publication de l'Institut français du pétrole, Edition Technip, Paris, 1986.
- Leparoux D., Bitri A, Grandjean G. – Underground cavities detection: a new method based on seismic Rayleigh waves. *European Journal of Environmental & Engineering Geophysical*, 5, 2000, p. 33-53.
- Lin J.M., Sansalone M. – Impact-echo response of hollow cylindrical concrete structures surrounded by soil and rock, Part I: Numerical studies. *Geotechnical Testing Journal*, 17 (2), 1994a, p. 207-219.
- Lin J.M., Sansalone M. – Impact-echo response of hollow cylindrical concrete structures surrounded by soil and rock, Part II: Experimental studies. *Geotechnical Testing Journal*, 17 (2), 1994b, p. 220-226.
- Léonard C. – *Détection des cavités souterraines par réflexion sismique haute résolution et par impac écho*. Thèse, Université des sciences et technologies de Lille, 2000.
- Mari J.L., Glangeaud F., Coppens F. – *Traitement du signal pour géologues et géophysiciens*. Publication de l'Institut français du pétrole, Edition Technip, Paris, 1997.
- Mari J.L., Arens G., Gaudiani P., Chapellier D. – *Méthodes de géophysique de gisement appliquées au génie civil*. Publication de l'Institut français du pétrole, Edition Technip, Paris, 1998.
- Miller R.D., Pullan S.E., Waldner J.S., Haeni F.P. – Field comparison of seismic sources. *Geophysics*, 51, 1986, p. 2067-2092.
- Moreaux D. – *Localisation de cavités souterraines par réflexion sismique haute résolution : étude numérique, étude de terrain*. Thèse, Université des sciences et technologies de Lille, France, 1997.
- Ormos T., Gyulai A., Nuari Z. – Cavity detection with resistivity and shallow seismic methods. *Vth Meeting of the Environmental and Engineering Geophysical Society*, Budapest, Hungary, 1999.
- Piwakowski, B. – *Contribution à la théorie de la réponse impulsionnelle de diffraction. Exemple d'application : détection sismique de cavités souterraines*. Habilitation à diriger des recherches, université de Valenciennes, 1989.
- Piwakowski B., Shahrour I. – Imagerie du proche sous-sol par sismique haute

- résolution : application à la détection des cavités. *Bull. de liaison des lab. des ponts et chaussés*, 214, 1998, p. 19-29.
- Piwakowski B., Léonard C., Shahrour I. – La sismique réflexion haute résolution, un outil pour la reconnaissance des couches superficielles. *Revue française de géotechnique*, 101, 2002, p. 23-33.
- Rybakov M., Goldshmidt V., Fleischer L., Rotstein, Y. – Cave detection and 4-D monitoring: a microgravity case history near the Dead Sea. *The Leading Edge*, 20, 8, 2001, p. 896-900.
- Ricker N.H. – *Transient waves in visco-electric media*. Elsevier Scientific Publishing Company, 1977.
- Shahrour I. – PECPLAS: A finite element software for the resolution of geotechnical problems. *International Symposium on Geotechnical/Information Sciences*, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1992, p. 327-334.
- Sansalone M., Carino N.J. – Impact-echo method. *Concrete International*, 1988, p. 38-46.
- Sansalone M., Streett W.B. – *Impact-echo: non-destructive testing of concrete and masonry*. Bulbrier Press, Ithaca, N.Y., 1997.
- Van Schoor M. – Detection of sinkholes using 2D electrical resistivity imaging. *Journal of Applied geophysics*, 50, 2002, p. 393-399.
- Williams T.J., Sansalone M., Streett W.B., Poston R.W., Whitlock A.R. – *Non-destructive evaluation of masonry structures using the impact-echo method*. *The Masonry Journal*, 15(1), 1997, p. 47-57.
- Yilmaz O. – *Seismic Signal Processing*. Society of Exploration Geophysicists, 1987.

Évaluation du risque de liquéfaction des sols sur le site du nouveau port de Tanger

B. DEMAY

M.-L. SARGENTONI

SAIPEM-SA
Immeuble Énergies
1 à 7 Av. San Fernando
Montigny-le-Bretonneux
78884 Saint-Quentin-
en-Yvelines cedex
bruno.demay@saipem-sa.com

Résumé

La présente communication a pour objectif d'exposer l'ensemble des démarches effectuées pour l'analyse du risque de liquéfaction des sols sur le site du nouveau port de Tanger-Méditerranée (Maroc).

L'intérêt de l'étude réside en une analyse exhaustive du risque de liquéfaction des terrains sous-jacents aux caissons de la digue principale. Elle s'est en effet appuyée sur plusieurs phases successives :

- essais *in situ* (CPT et SPT) ;
- essais de laboratoire ;
- étude de l'influence du chargement apporté par les caissons ;
- analyse de stabilité pseudo-statique avec prise en compte de l'accroissement de pression interstitielle ;
- étude dynamique d'interaction sol-structure.

Ces différentes phases ont permis d'éclairer les résultats ambigus, voire contradictoires, obtenus dans la phase initiale des essais *in situ*, phase à laquelle les études de liquéfaction des sols sont trop souvent réduites.

A chaque étape de l'étude des observations intéressantes ont pu être faites, par exemple quant à la plus grande précision des essais CPT vis-à-vis de la préhension du risque de liquéfaction comparés aux essais SPT, à l'apport indispensable des essais de laboratoire dans une telle étude, aux effets du chargement apporté par l'ouvrage, ou encore aux effets d'une liquéfaction partielle quant à la stabilité des caissons de la digue. On a également mis en relief la complexité et les limites d'une étude dynamique d'interaction sol-structure.

Mots-clés : liquéfaction, caisson, digue, pénétromètre, interaction sol-structure, sable, résistance au cisaillement.

Assessment of soils liquefaction hazard on the new Tangiers harbour site

Abstract

The present communication deals with the assessment of soils liquefaction hazard on the site of the new Tangiers harbour in Morocco.

The interest of this study lies in an exhaustive analysis of the liquefaction hazard for the soils that underlie the big caissons of the main breakwater. The study was divided in several stages :

- *in situ* tests (CPT and SPT) ;
- laboratory tests ;
- an analysis of the influence of the load due to caissons ;
- a pseudo-static stability analysis, accounting for the increase of pore pressure ;
- a dynamic soil-structure interaction analysis.

These successive stages allowed us to clarify the ambiguous or even contradictory results of the preliminary analysis, based on the in-situ tests to which liquefaction assessment studies are too often limited. Several interesting observations have been made, for instance about the greater precision of the CPT tests in liquefaction hazard assessment compared to SPT, about the essential contribution of laboratory tests in such a study, about the effects of the load due to the caissons, or about the effects of a partial liquefaction on the caissons stability. The complexity and the limits of a dynamic soil-structure interaction analysis have also been enlightened.

Key words : liquefaction hazard, breakwater, caisson, CPT, SPT, soil-structure interaction, sand, shear resistance.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} mars 2007.

Présentation du projet du nouveau port Tanger-Méditerranée

Situation géographique

Le site choisi pour le projet du nouveau port de Tanger-Méditerranée est situé sur le détroit de Gibraltar à 35 km à l'est de Tanger et à 15 km, à vol d'oiseau, à l'ouest de Ceuta, au lieu dit « Punta Ciress ». Il se présente sous la forme d'une plage de 2 km de long orientée nord-est/sud-ouest, bordée à l'est par la colline du Djebel At-Tala culminant à 228 m d'altitude, et à l'ouest par le relief intitulé Dhat Al Haq.

Les intervenants

Le maître d'ouvrage de l'opération représentant l'État marocain est l'Agence spéciale Tanger-Méditerranée (TMSA). Le maître d'œuvre délégué est la DAPTM représentant le ministère de l'Équipement et du Transport. Ces entités sont assistées dans leur tâche par les bureaux d'études Ingema et Halcrow. Pour l'évaluation du risque de liquéfaction des sols TMSA s'est attaché les services du professeur Leslie T. Youd.

Les travaux de réalisation du port (lots 1 et 2) ont été confiés à un groupement d'entreprises composé de Saipem-SA et du groupe Bouygues, réunis pour la circonstance dans la Société pour la réalisation du nouveau port de Tanger-Méditerranée (SRPTM), laquelle s'est adjoint les services de Mécasol.

Description des ouvrages à réaliser

Le projet se compose d'une digue principale d'une longueur de 2 056 m, composée pour une partie d'une digue à talus traditionnelle et pour une autre partie d'une digue à caissons préfabriqués, et d'une digue secondaire de 588 m, encadrant une zone où un tirant d'eau minimal est requis, faisant l'objet de dragages.

Les caissons sont d'abord préfabriqués en partie à terre dans une zone remblayée conquise sur la mer, puis mis à l'eau en flottaison et rehaussés jusqu'à la hauteur requise en étant amarrés à un quai de rehausse. Ils sont ensuite remorqués à l'endroit de leur échouage puis finalement ballastés par un remplissage de sable issu du dragage (Fig. 1). L'assise des caissons est à la côte -20 et ceux-ci reposent sur un tout-venant 0/500 kg réglé à la côte requise par du ballast, ces matériaux étant clapés sur le fond marin préalablement à l'échouage des caissons. L'emprise au sol des caissons est de l'ordre de 28 m x 28 m et ils apportent sur le sol une surcharge de 300 kPa. Leur hauteur est d'environ 35 m.

Contexte géologique

Les terrains rencontrés à l'emplacement du site du nouveau port de Tanger-Méditerranée sont constitués d'une couverture quaternaire reposant sur un socle tertiaire et secondaire appartenant aux nappes de flysch de Tisirène et de Beni Ider.

Les dépôts quaternaires ont une origine fluviale et marine :

– sédimentation marine : sable fin à moyen coquillier recouvrant les formations hétérogènes fluviales ;



FIG. 1 Le chantier en octobre 2005 : caissons en cours de fabrication. A l'arrière-plan, la digue en caissons. Works in October, 2005: Caissons at precasting yard. See the caissons breakwater in the background.

– sédimentation fluviatile due à l’oued R’Mel : alternances de sable, d’argile et graviers très hétérogènes, d’argile molle avec un faible taux de matières organiques, de sables grossiers et très fins, de graves.

D’après la carte géologique (feuille de Sebta/Nord du Maroc) les terrains composant le substratum tertiaire et secondaire de la vallée de l’oued R’Mel et les collines bordant le site du port sont constitués :

– à l’ouest, d’alternances de grès micacés calcaires et de pélites (Oligocène, nappe du flysch des Beni Ider) ;

– au centre, de calcaires, de calcaires et marnes micacées rouges (Paléocène-Eocène), puis de marno-calcaires (Crétacé supérieur, Beni Ider) ;

– à l’est, d’une alternance de grès vert jaune à grain fin et de pélites (Crétacé inférieur, nappe du flysch du Djebel Tisirène). En particulier, cette formation concerne la colline du Djebel At-Tala qui domine l’est du site.

La profondeur du fond marin varie de 0 à -35 m selon les cartes bathymétriques existantes, avec une pente relativement régulière de 3 à 4 % en direction du nord-ouest.

La profondeur d’eau maximale est de 35 mètres dans la zone située à l’extérieur du musoir de la digue principale (Fig. 2).

3

Conditions sismiques

Le maître d’ouvrage TMSA a chargé l’université Mohammed V de Rabat de définir l’aléa sismique sur le site du futur port. Ces données ont été explicitement intégrées aux conditions techniques du contrat de réa-lisation.

Selon les propres termes du rapport établi par l’uni-versité, la démarche suivie par les spécialistes maro-cains pour l’élaboration de ces données a consisté en :

– une synthèse de l’évaluation de l’aléa sismique sur le site du futur port par le biais d’un recueil et d’une ana-lyse des principaux documents géologiques (analyse structurale/néotectonique/stratigraphie), géophysiques et sismologiques disponibles à ce jour ;

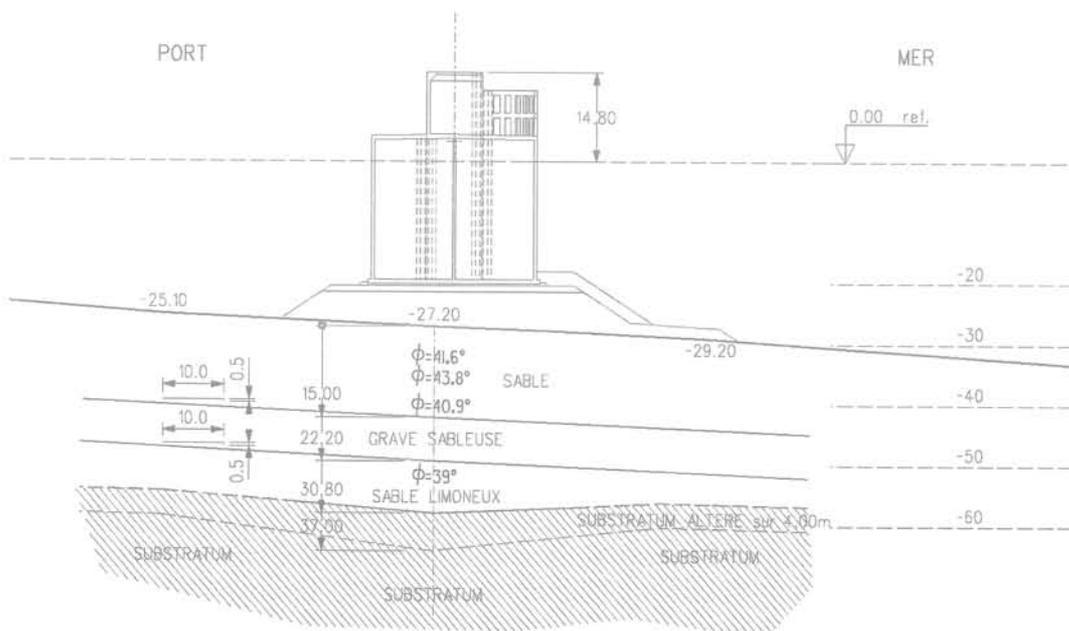
– une analyse critique et une synthèse des données de base recueillies depuis l’échelle du territoire du Maroc jusqu’à l’échelle du site ayant pour objet un zonage sis-motectonique définissant les zones sources et les prin-cipales failles et séismes associés pouvant avoir une influence sur le site du futur port ;

– une sélection des séismes majeurs des zones sources (zones sismotectoniques et failles) en fonction de l’état des connaissances et des données disponibles, afin d’évaluer leur potentialité en terme de magnitudes et d’intensités macrosismiques (échelle MSK 1964) sus-ceptibles de se produire sur le site ;

– une définition des caractéristiques (intensité, magnitude, distance, profondeur) des séismes de référence conformé-ment à la pratique réglementaire pour les installations clas-sées définissant le tremblement de terre de dimensionne-ment (SMHV) et le séisme majoré de sécurité (SMS) ;

– enfin, le calcul des accélérations maximales plausibles, pour chaque séisme de référence, à partir de relations empiriques couramment utilisées.

Selon l’étude conduite par l’université marocaine, il apparaît que plusieurs sources sismiques conduisent aux mouvements les plus pénalisants sur le site. Il s’agit de la source locale, qui génère les mouvements les plus péna-lisants dans le domaine des hautes fréquences, et les deux sources lointaines du golfe de Cadix et du SW du cap Saint-Vincent qui génèrent les mouvements les plus pénalisants dans le domaine des basses fréquences :



Port de Tanger-Méditerranée : digue principale.
Coupe transversale vers le PM 2050.

FIG. 2 Une coupe type des terrains sous les caissons.
A typical geological cross-section under the caissons.

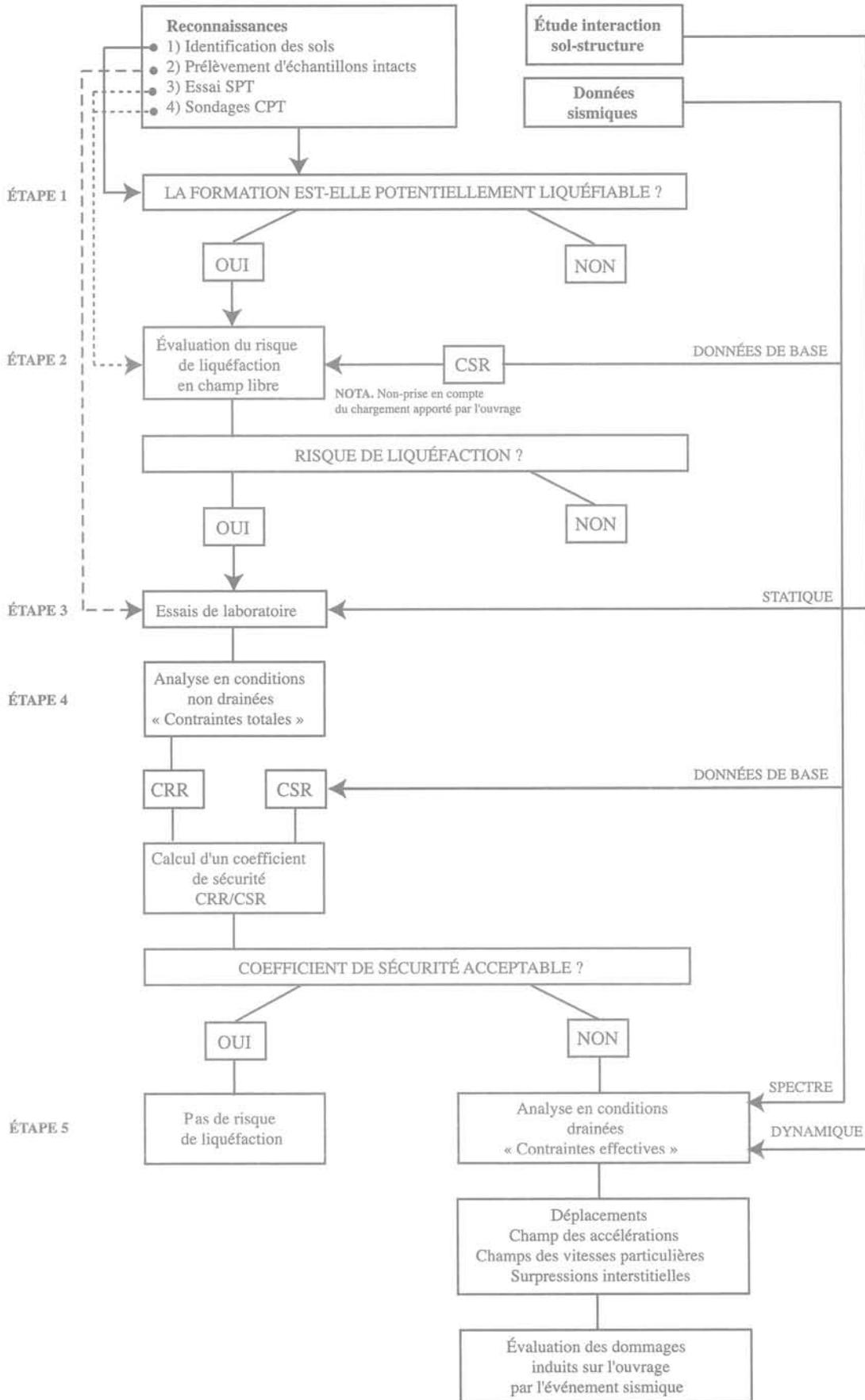


FIG. 3 Méthodologie suivie pour l'étude de la liquéfaction
Methodology for liquefaction hazard assessment.

– la source proche (celle du site), qui conduit aux mouvements les plus pénalisants pour un séisme de type SMS avec une accélération horizontale maximale $a_h = 0,24$ g au site pour les hautes fréquences (magnitude retenue de 4,7) ;

– la source lointaine (SW du cap Saint-Vincent) qui conduit aux mouvements les plus pénalisants pour un séisme de type SMS avec une accélération horizontale maximale $a_h = 0,093$ g au site pour les basses fréquences (magnitude retenue de 8,5).

Il est à noter que, dans cette étude, les conditions particulières de site n'ont pas été prises en compte, car les mouvements spécifiés sont fournis pour un site rocheux sans tenir compte des amplifications ou des atténuations potentielles liées à l'influence des terrains sus-jacents. Également, l'étude ne fournit pas de signal sismique ou de spectre de référence pour une éventuelle étude spécialisée.

4

Méthode développée pour l'analyse du risque de liquéfaction

4.1

Généralités

Dans ce qui suit, le terme de liquéfaction correspond au phénomène de perte de résistance au cisaillement d'un sable fin saturé, lâche ou dense, qui peut avoir lieu pendant un séisme à cause de l'augmentation des pressions interstitielles.

Les contraintes de cisaillement cycliques dues aux phénomènes vibratoires causés par le séisme entraînent une augmentation de la pression interstitielle, et la théorie veut que lorsque cette pression atteint la valeur de la contrainte totale en place, annulant ainsi la contrainte effective, le sable perd l'essentiel de sa résistance au cisaillement et on dit qu'il a liquéfié.

La méthodologie utilisée dans le cadre de ce projet est résumée sur le logigramme de la figure 3.

Par rapport aux démarches courantes en la matière, la méthodologie proposée faisait explicitement référence à des *essais de laboratoire*, nécessaires à l'identification des sols et à la mesure de la résistance à la liquéfaction dans des conditions simulant l'état de contraintes du sol en place avant et après construction de l'ouvrage.

Ces essais de laboratoire ont été conduits au NGI (Norwegian Geotechnical Institute) à Oslo et chez Geolabo au Plessis-Robinson.

4.2

Critères d'identification des sols potentiellement liquéfiables

Selon les recommandations AFPS en vigueur sont *a priori* suspects de liquéfaction les sables, sables vasards et silts présentant les caractéristiques suivantes :

- degré de saturation voisin de 100 % ;
- granulométrie correspondant à un coefficient d'uniformité $C_u = d_{60}/d_{10}$ inférieur à 15 ;

- diamètre à 50 % d_{50} compris entre 50 μm et 1,5 mm ;
- et soumis en l'état final du projet à une contrainte verticale effective inférieure à 200 à 300 kPa (valeur variable selon des zones définies en fonction de l'intensité du phénomène sismique).

Ce dernier point est très important dans le cas présent, puisque la contrainte apportée sur le sol par les caissons est de l'ordre de 300 kPa et donc, si l'on suit cette recommandation sans analyse complémentaire, le sol sous l'ouvrage ne doit pas être considéré comme potentiellement liquéfiable. Hormis le problème posé par la délimitation précise des zones influencées par le chargement, l'action de charger le sol ne suffit pas à éliminer les risques inhérents au phénomène de liquéfaction, comme on le verra ci-après.

Sont également à considérer comme liquéfiables les sols argileux présentant les caractéristiques suivantes :

- diamètre à 15 % $d_{15} > 5 \mu\text{m}$;
- limite de liquidité < 35 % ;
- teneur en eau supérieure à 0,9 fois la limite de liquidité W_L ;
- et dont le point représentatif sur le diagramme de plasticité se situe au-dessus de la droite du dit diagramme $I_p = 0,73 (W_L - 20)$ pour $W_L > 30$ et $I_p = 7,3$ pour $W_L < 30$.

4.3

Évaluation du risque de liquéfaction des terrains liquéfiables

L'évaluation du risque de liquéfaction est fondé sur la définition d'un facteur de sécurité FS qui est défini comme le rapport entre la résistance cyclique normalisée du matériau, CRR (*cyclic resistance ratio*), et la sollicitation cyclique normalisée induite par le séisme à la même profondeur, CSR (*cyclic stress ratio*) : $FS = CRR/CSR$.

On considère, en général, un coefficient de sécurité nécessaire supérieur ou égal à 1,3 pour s'affranchir du risque de liquéfaction (Pecker, 1986). À l'inverse, un coefficient de sécurité strictement inférieur à 1 traduit généralement un risque important de liquéfaction.

4.4

Sollicitations cycliques normalisées (CSR)

Le CSR est déduit de l'accélération maximale du séisme à la surface du sol, a_{max} , selon la formule suivante :

$$CSR = 0,65 r_d (a_{max}/g) (\sigma_v/\sigma'_v) \quad (1)$$

où :

- r_d coefficient réducteur de la contrainte en fonction de la profondeur ;
- g accélération de la gravité ;
- a_{max} accélération maximale du séisme à la surface du sol ;
- σ_v contrainte verticale totale ;
- σ'_v contrainte verticale effective ;

Le coefficient r_d est défini conformément aux recommandations NCEER (Youd et Idriss, 2001).

Prise en compte des données sismiques

Une double analyse a été faite en considérant les deux séismes de référence définis dans l'étude de l'aléa sismique (cf. § 4) :

- séisme de source lointaine (cap Saint-Vincent) : magnitude $M_w = 8,5$, accélération $a_{max} = 0,093 \text{ g}$;
- séisme de source proche (NW Rif) : magnitude $M_w = 4,7$, accélération $a_{max} = 0,24 \text{ g}$.

Conclusions tirées des essais *in situ*

Une campagne de reconnaissances géotechniques marines a été réalisée au deuxième semestre 2003 par l'entreprise Seacore. Elle incluait des sondages carotés et la réalisation d'essais *in situ* CPT et SPT.

Les essais CPT et SPT ont été interprétés selon la procédure décrite dans les recommandations NCEER (Youd et Idriss, 2001). L'interprétation des essais CPT et SPT a été revue par le professeur Youd.

Un exemple d'analyse des résultats CPT (Fig. 4) montre clairement l'existence d'un risque de liquéfaction sous séisme de magnitude 8,5 dans certaines zones de la digue principale, correspondant à des terrains constitués par le dépôt de matériaux alluvionnaires récents apportés par l'oued R'Mel.

TANGER-MÉDITERRANÉE CPT 22 SEACORE

a_{max} 0,093 g M_w 8,5

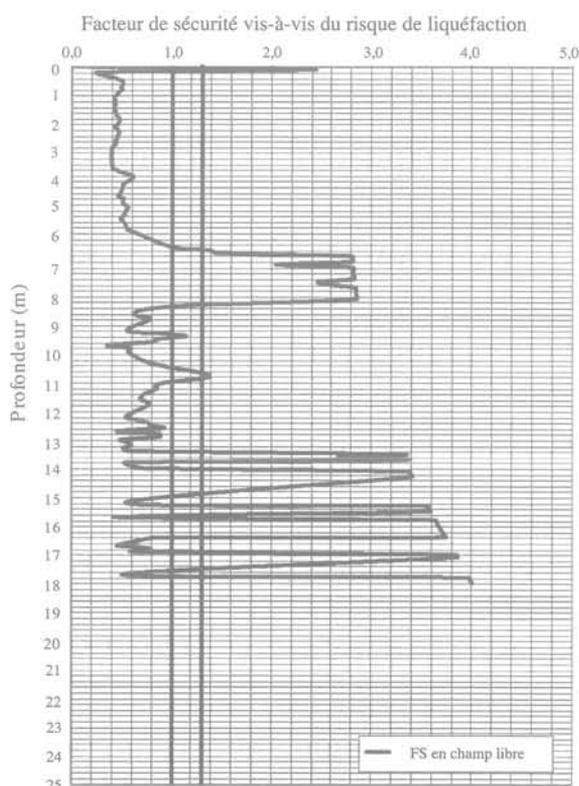


FIG. 4 Interprétation d'un essai CPT selon les recommandations NCEER.
CPT interpretation according to NCEER recommendations.

A *contrario*, l'interprétation des résultats SPT équivalents (Fig. 5) ne permettait pas de conclure qu'il y avait réellement risque de liquéfaction.

D'une manière générale l'interprétation des essais *in situ* montrait que le séisme lointain de magnitude 8,5 était plus défavorable vis-à-vis du risque de liquéfaction que le séisme local de magnitude 4,7, bien que celui-ci soit réputé d'accélération 2,5 fois plus élevée (0,24 g contre 0,093 g). Ce résultat est imputable à la prise en compte de l'influence de la magnitude selon les recommandations NCEER.

Il est intéressant de noter que les résultats des sondages SPT étaient en contradiction avec les résultats des essais CPT et concluaient au contraire au fait qu'il n'y avait pas réellement risque de liquéfaction. Il fallait donc lever cette ambiguïté.

Par ailleurs, la prise en compte de la surcharge importante apportée par l'ouvrage et de la pente naturelle du sol par l'intermédiaire des facteurs K_a et K_u selon les recommandations NCEER avait pour effet de réduire significativement le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction obtenu dans l'interprétation des essais *in situ*, alors qu'une interprétation hâtive des recommandations AFPS donnerait à penser que les sols soumis en l'état final du projet à une contrainte verticale effective supérieure à 200 à 300 kPa ne sont à priori pas suspects de liquéfaction.

Pour pouvoir se prononcer sur le risque de liquéfaction il fallait donc d'une part confirmer la susceptibilité des sols à la liquéfaction par d'autres analyses, et

TANGER-MÉDITERRANÉE SPT 108 SEACORE

a_{max} 0,093 g M_w 8,5

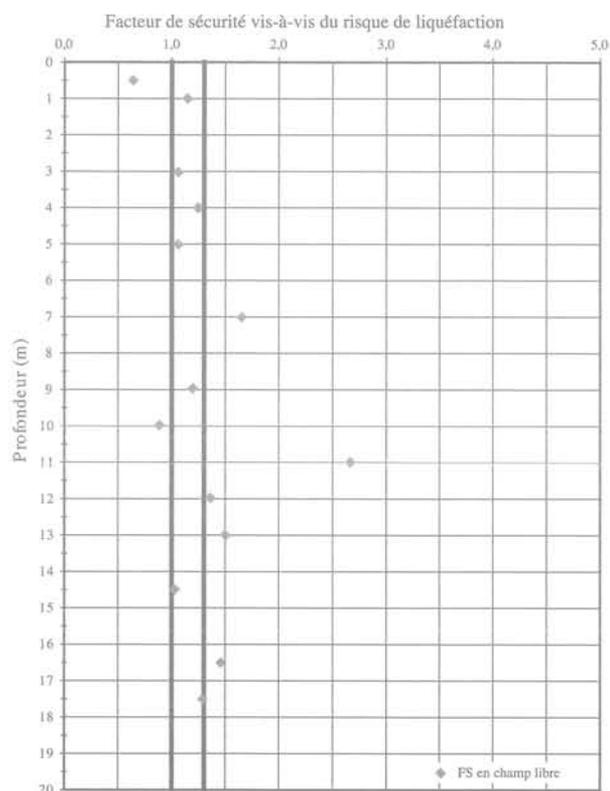


FIG. 5 Interprétation d'un essai SPT selon les recommandations NCEER.
SPT interpretation according to NCEER recommendations.

d'autre part estimer le coefficient de sécurité réel en prenant en compte de façon précise l'influence du chargement apporté par l'ouvrage : c'est ici que les essais de laboratoire prennent tout leur sens.

Il fallait également analyser l'incidence de l'amplification ou de l'atténuation du signal sismique à travers les terrains meubles recouvrant le substratum rocheux.

6

Apport des essais de laboratoire

6.1

Programme d'essais

La campagne de reconnaissances menée par l'entreprise Seacore a comporté une partie importante de sondages carottés qui ont permis de prélever un certain nombre d'échantillons jugés de qualité suffisante pour y procéder à des essais représentatifs. En particulier, l'utilisation d'un carottier haut de gamme comme le Geobor S Atlas Copco a permis d'avoir des pourcentages de récupération satisfaisants et même dans certains cas l'obtention d'échantillons intacts (Fig. 6).

Les essais de laboratoire ont eu pour but d'apporter des informations sur :

- le caractère potentiellement liquéfiable des sols concernés ;
- leur comportement vis-à-vis des sollicitations cycliques à la fois en champ libre et sous un état de contraintes correspondant au chargement apporté par l'ouvrage.

Il a été procédé à :

- des *essais d'identification* au sens large (courbes granulométriques, densités mini maxi, limites d'Atterberg...);
- des *essais de résistance au cisaillement cycliques* (essais triaxiaux cycliques, essais à la boîte de cisaillement cyclique) visant à évaluer leur résistance au phénomène de liquéfaction ;

- et des essais visant à déterminer le comportement en déformation des sols concernés sous sollicitations cycliques (essais à la colonne résonnante, essais de mesure du module de cisaillement aux petites déformations de cisaillement).

6.2

Analyse des essais d'identification

En ce qui concerne les critères granulométriques relatifs aux sables suspects de liquéfaction, les couches de sols remplissant strictement ce critère de liquéfaction se situaient généralement dans la frange supérieure des sondages carottés. *A contrario* la partie supérieure d'un sondage, qui était identifié comme très franchement liquéfiable par les CPT voisins, présentait une courbe granulométrique avec un coefficient d'uniformité nettement supérieur à 15.

Par ailleurs, les formations argileuses rencontrées n'étaient pas dans le cas d'une teneur en eau très proche de la limite de liquidité.

La densité relative des sables, d'après les essais sur les échantillons intacts, s'établissait entre 30 et 70 %, ce que confirmait les extrapolations faites à partir des CPT.

6.3

Analyse des essais de cisaillement cyclique

6.3.1

Généralités

Il a été effectué une vingtaine d'essais, répartis de façon à peu près équivalente entre l'essai triaxial cyclique et la boîte de cisaillement cyclique.

On a cherché à mettre en évidence le caractère déterminant de paramètres susceptibles d'influer sur le déclenchement et l'amplitude du phénomène de liquéfaction :

- les paramètres caractérisant la granulométrie (coefficient d'uniformité, pourcentage de fines) ;



FIG. 6 Échantillons intacts dans les sables silteux.
Intact samples in loose silty sands.

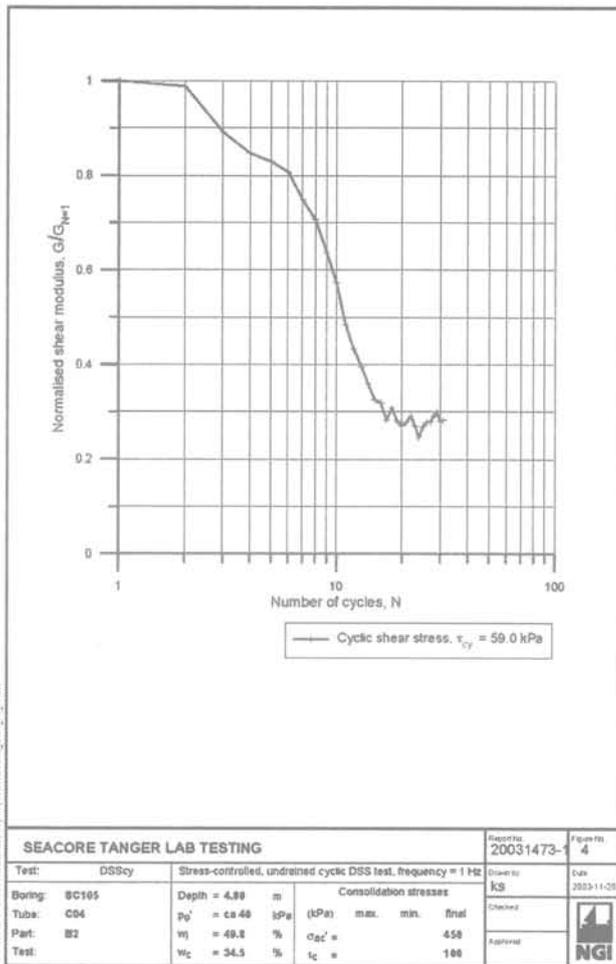


FIG. 7 Évolution du module de cisaillement pendant un essai de cisaillement cyclique. Shear modulus decreases during a direct cyclic shear test.

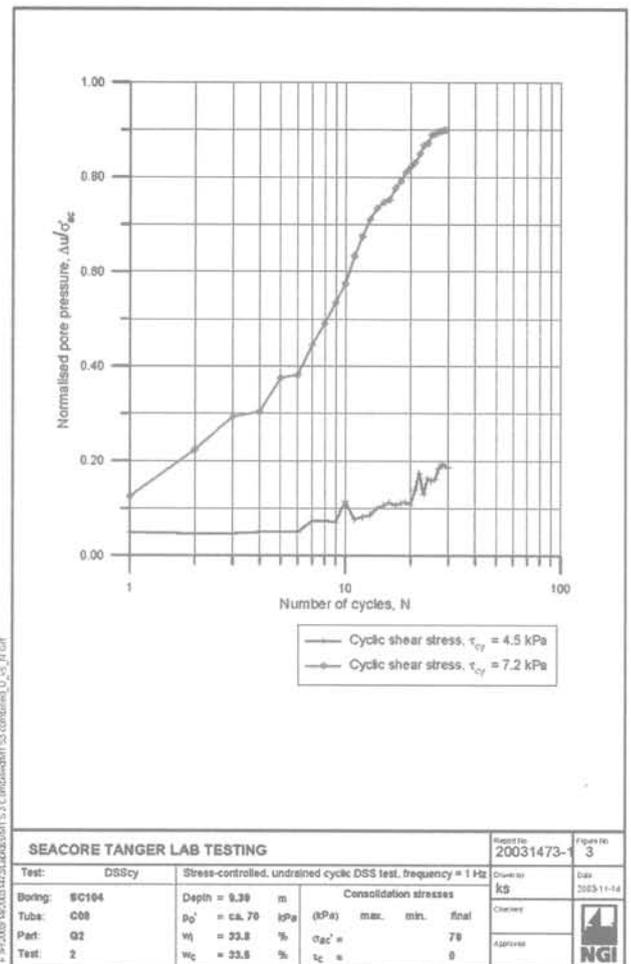


FIG. 8 Augmentation de la pression interstitielle durant un essai de cisaillement cyclique. Pore pressure increases during a direct cyclic shear test.

- la densité relative D_r du sable à l'état initial, c'est-à-dire avant consolidation (les échantillons non intacts étaient reconstitués à une valeur de D_r choisie) ;
- la consolidation de l'échantillon, simulant les conditions de chargement (champ libre/chargement apporté par l'ouvrage) ;
- la contrainte de cisaillement statique initiale (avant essai) ;
- l'intensité de la sollicitation cyclique (ici le rapport τ/σ correspondant au CSR selon la formule (1) sera de l'ordre de 0,13 à 0,15 avec une accélération de 0,093 g pour une profondeur comprise entre 0 et 15 m).

En fin d'essai, on a noté les valeurs de certains paramètres caractéristiques :

- rapport pression interstitielle/contrainte verticale effective u/σ'_v ;
- nombre de cycles ;
- déformation de cisaillement.

La population des essais se sépare en deux groupes d'égale importance :

- un groupe d'essais réactifs où l'influence des sollicitations cycliques se manifeste par une augmentation significative de la pression interstitielle, une diminution des caractéristiques de déformation (module de

cisaillement), des déformations de cisaillement finales importantes, le tout pour un nombre de cycles réduit (Fig. 7 et 8) ;

- un groupe d'essais non réactifs où l'augmentation de pression interstitielle est non significative ($\Delta u/\sigma'_v < 10 \%$) et où les caractéristiques de déformation ne sont pas modifiées.

L'analyse des essais a permis de faire un certain nombre d'observations instructives.

6.3.2

Description des phénomènes observés

La liquéfaction n'a été réellement observée que sur deux échantillons, soumis à une sollicitation cyclique correspondant à un rapport τ_{cy}/σ'_v de 0,2 (CSR) ce qui correspondait, toutes choses égales par ailleurs, à une accélération de 0,13 à 0,15 g, soit 50 % de plus que l'hypothèse considérée (0,093 g).

Les deux essais correspondaient tous deux à une consolidation isotrope, soit à une contrainte de cisaillement initiale nulle. Il est par contre intéressant de noter que l'un correspondait à la situation en champ libre, l'autre à une situation sous chargement.

Pour un rapport τ_{cy}/σ'_v de l'ordre de 0,13, correspondant à l'accélération de référence, on a observé un phénomène que nous appellerons *liquéfaction partielle*, caractérisé par une augmentation de 30 à 60 % de la pression interstitielle et une diminution du module de cisaillement, ainsi que par une valeur importante de la déformation de cisaillement à la fin de l'essai.

Sur les échantillons n'ayant pas liquéfié, les essais de cisaillement jusqu'à rupture post-cycliques montraient un angle de frottement résiduel de l'ordre de 40°, soit la valeur d'origine. Par contre, les courbes efforts/déformations montraient des accroissements de déformation importants pour une faible augmentation des contraintes le long de la surface de rupture, ce qui traduit une diminution significative des modules de cisaillement.

Ces résultats, montrant un état intermédiaire entre la liquéfaction franche et une absence de réaction aux sollicitations cycliques, permettaient d'affiner la perception du risque de liquéfaction que l'on avait après l'interprétation des essais *in situ* : les essais CPT étaient probablement conservatifs et, inversement, les essais SPT étaient trop optimistes en ce sens qu'ils ne révélaient pas l'amplitude du phénomène affectant les caractéristiques de résistance et de déformation des terrains.

6.3.3

Influence de la densité relative

Tous les essais réactifs, c'est-à-dire ayant montré un accroissement significatif de la pression interstitielle, correspondaient à des échantillons de densité relative initiale de l'ordre de 40 à 55 %.

6.3.4

Influence des caractéristiques granulométriques

Les deux échantillons ayant liquéfié sont des sables propres (7 % de fines) qui possèdent une granulométrie uniforme (coefficient d'uniformité = 3) ; mais on remarque que des échantillons ayant 15 à 20 % de fines et un coefficient d'uniformité de 40 subissent une augmentation importante de la pression interstitielle. Le critère granulométrique de l'AFPS n'est donc pas un critère exclusif.

6.3.5

Conditions de chargement

Si l'on fait référence aux deux essais ayant liquéfié, dans un cas la liquéfaction survient en champ libre, dans l'autre sous chargement. Dans le reste des essais réactifs, il y a autant de situations de chargement que de situations de champ libre.

La seule augmentation de la contrainte verticale sous l'effet du chargement dû à l'ouvrage n'est donc pas une condition de nature à empêcher la liquéfaction. Le critère de densité relative reste par contre essentiel.

6.3.6

Influence de la contrainte de cisaillement statique initiale

Tous les essais jugés non réactifs sont des essais où la *contrainte de cisaillement statique initiale* avant essai est *non nulle* soit par consolidation anisotrope à l'appar-

reil triaxial, soit par imposition d'une contrainte de cisaillement préalable à la boîte de cisaillement. Le rapport τ_a/σ'_v y est supérieur à 0,22.

À l'inverse, tous les essais qui donnent lieu à un phénomène notable (liquéfaction, augmentation significative de la pression interstitielle, déformation excessive, diminution du module) sont des essais où *le cisaillement initial (τ_a) peut être estimé nul (ou très faible)*. Les deux essais qui échapperaient a priori à cette règle sont des essais à la boîte de cisaillement cyclique (DSS), fortement consolidés, où l'on ne connaît pas en réalité le niveau de contrainte horizontale s'exerçant sur l'échantillon après consolidation mais où l'on peut supposer qu'il est loin d'être négligeable.

On retrouve ici un résultat mis en évidence dans la littérature (Pecker, 1986 ; Vaid *et al.*, 2001), relatif au rôle joué par la contrainte de cisaillement statique à laquelle vient se superposer à la contrainte de cisaillement cyclique, qui se produit ainsi autour d'une valeur non nulle de cisaillement. *Seul le cas où la valeur de la contrainte de cisaillement cyclique est suffisamment élevée pour inverser la direction du cisaillement est susceptible de conduire à la liquéfaction.*

Ces résultats conduisaient tout naturellement à examiner de façon détaillée la répartition des contraintes dans le sol sous l'effet du chargement apporté par l'ouvrage, puisqu'il a plusieurs effets concomitants :

- un tel niveau de charge (300 kPa) augmente nécessairement la compacité des sables sous-jacents et accroît leur densité relative ;

- il va générer une contrainte de cisaillement statique qui va se superposer aux sollicitations cycliques sismiques, mais la répartition de cette contrainte de cisaillement varie spatialement sous l'ouvrage.

7

Étude de l'influence du chargement apporté par l'ouvrage

Nous avons donc étudié à l'aide d'un modèle de calcul aux éléments finis réalisé avec le code PLAXIS l'influence du chargement apporté par l'ouvrage sur la répartition des contraintes dans le sol.

La surcharge importante par le remblai d'assise et les caissons a pour effet de modifier la contrainte verticale mais aussi la contrainte de cisaillement statique initiale.

Le calcul aux éléments finis (en déformation plane) permet de calculer en tout point du maillage la valeur des contraintes verticales et horizontales (soit σ_z et σ_x) ainsi que de la contrainte de cisaillement statique τ_{xz} . On trace ensuite des coupes parallèles à la surface libre à différentes profondeurs (1 m, 2 m, 5 m, 10 m...) sur lesquelles on obtient les valeurs de la contrainte verticale effective et de la contrainte de cisaillement statique ; on en déduit alors le rapport des contraintes τ_a/σ'_v préexistant à la sollicitation sismique.

Un exemple de courbes donnant la valeur du rapport τ/σ'_v est donné dans la figure 9. La courbe part de 0 à l'axe de l'ouvrage, elle passe par un maximum à une distance d de l'axe (ordre de grandeur $d = 25$ m, variable avec la profondeur) avant de tendre asymptotiquement vers 0 en changeant de sens. La courbe n'est pas symétrique par rapport à l'axe des caissons, compte tenu de la géométrie de l'ouvrage et de la pente.

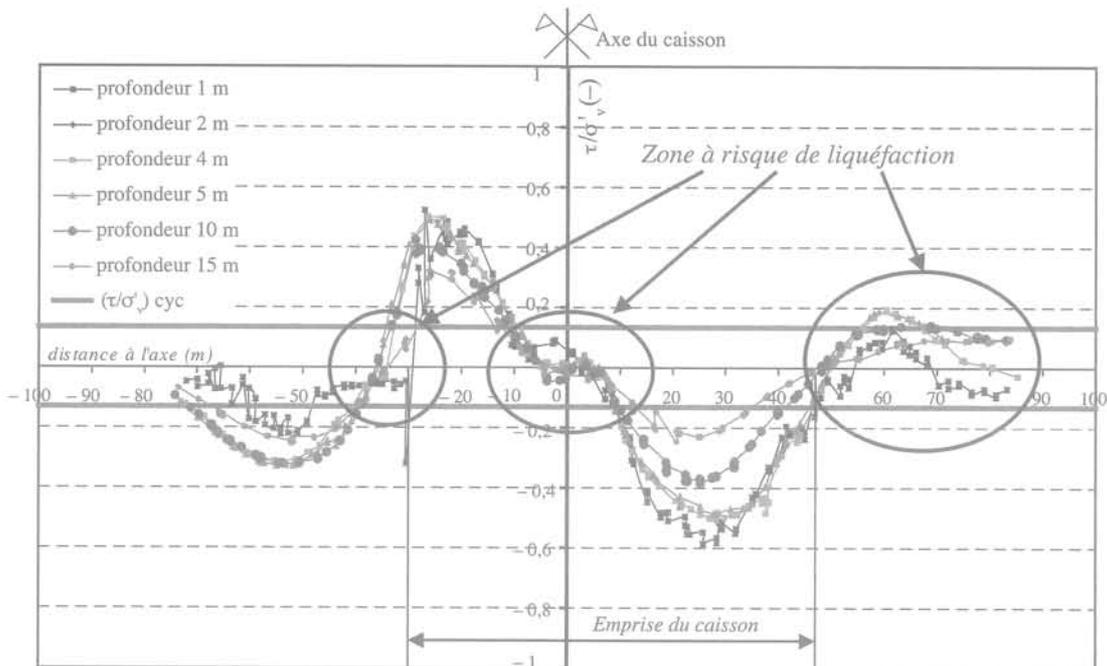
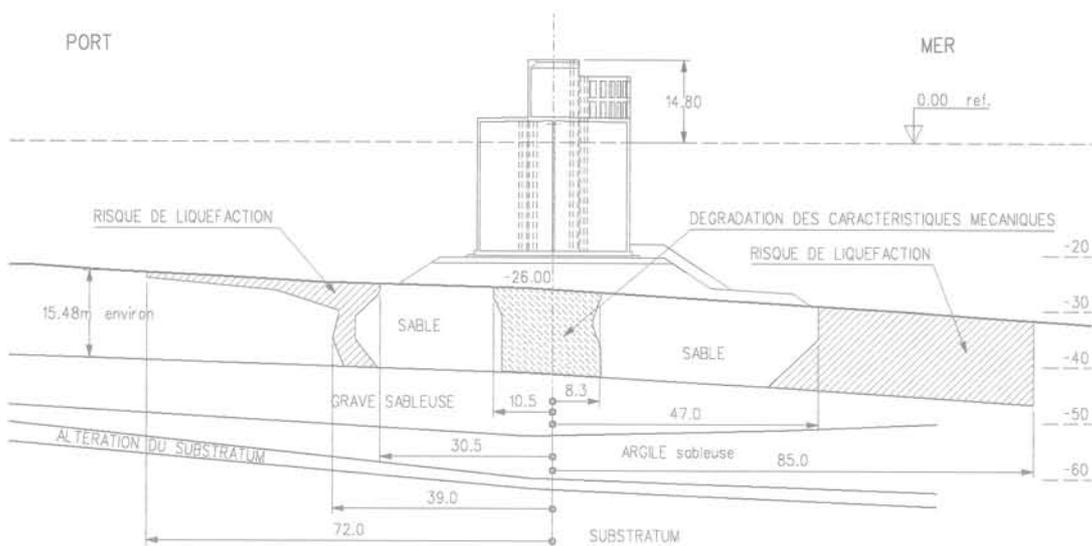


FIG. 9 Ratio de contrainte de cisaillement sous l'ouvrage.
Cyclic shear stress ratio under the caisson.



Port de Tanger-Méditerranée : digue principale.
Coupe transversale vers le PM 1695.

FIG. 10 Impact de l'aléa sismique sur le sol chargé par l'ouvrage.
Impact of seismic event on loaded ground.

Une fois tracées ces courbes à différentes profondeurs, il est facile de superposer deux droites horizontales figurant la valeur absolue du CSR (*Cyclic Stress Ratio*), lequel varie également en fonction de la profondeur, suivant la formule de Seed. On définit alors des zones où, à cause de la modification des contraintes due au chargement, la liquéfaction ne peut avoir lieu suivant le principe exposé au paragraphe précédent (*seul le cas où la valeur de la contrainte de cisaillement est suffisamment élevée pour inverser la direction du cisaillement est susceptible de conduire à la liquéfaction*). On constate que le rapport (τ/σ'_v) préexistant est dans le cas présent augmenté jusqu'à des valeurs très nettement supérieures au CSR (0,4 à 0,5 à comparer à 0,13-0,15).

On en déduit alors un schéma de principe (Fig. 10) qui définit dans une coupe transversale l'étendue des zones susceptibles de liquéfaction. Ces zones sont situées en pied de digue et dans une bande centrée sur l'axe de l'ouvrage.

Il est intéressant de noter que dans l'axe de l'ouvrage, il existe effectivement une zone où le CSR est supérieur au rapport (τ/σ'_v) préexistant et où la liquéfaction (totale ou partielle) est donc théoriquement possible, ce qu'ont effectivement montré certains essais de laboratoire. En réalité, dans les conditions réelles, compte tenu du confinement exercé latéralement et en surface, la liquéfaction serait vraisemblablement remplacée par un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du sol, amenant par exemple des tassements (Zhang *et al.*, 2002).

Étude de l'influence des phénomènes de liquéfaction sur la stabilité de la digue : calculs pseudo-statiques

Dans cette partie de l'étude nous avons cherché à étudier la stabilité de la digue sous séisme avec liquéfaction, en analysant l'impact de grands glissements sur des surfaces de rupture passant dans les sables, la rupture étant potentiellement générée par un mécanisme consécutif à l'augmentation de pression interstitielle dans les terrains sous et à côté de l'ouvrage.

En effet, le CCTP stipulait : « La stabilité des ouvrages sera évaluée par des calculs pseudo-statiques tels que décrits dans l'AFPS (ouvrage poids déplaçable) prenant en compte la dégradation des caractéristiques mécaniques des zones liquéfiables, incluant des analyses de rupture circulaire (type Talren). On visera un coefficient de sécurité de 1 sous charges non pondérées en tenant compte du caractère non simultané du pic d'accélération et de l'apparition de la liquéfaction. »

Les calculs de stabilité pseudo-statiques usuels type AFPS, n'intégrant que la valeur de l'accélération, auraient privilégié l'influence du séisme court au détriment du séisme long et n'auraient pas été représentatifs.

Des calculs ont donc été faits avec le logiciel Talren (Fig. 11), en utilisant la possibilité qu'il offre de modifier localement le champ des pressions hydrostatiques à partir d'un maillage éléments finis fait sur Plaxis. L'influence de la liquéfaction est prise en compte par une augmentation de la valeur des pressions interstitielles, à rajouter à la valeur hydrostatique initiale dans le terrain (niveau de nappe + 1,00).

Pour les zones en amont et à l'aval on a supposé une augmentation de pression interstitielle égale à 60 % de la valeur de la contrainte verticale effective.

Dans la zone centrale sous le caisson nous avons considéré un incrément de pressions interstitielles Δu égal à $0,3\sigma'_v$.

Dans les zones où le risque de liquéfaction était le plus avéré, la prise en compte de ces hypothèses de pression interstitielle ramenait le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture au grand glissement de 1,5 dans le cas statique aux alentours de 1,1 ou 1,2.

L'étude de la stabilité au glissement sous l'effet de l'augmentation des pressions interstitielles dans la zone aval et sous le centre de l'ouvrage conduisait à des coefficients de sécurité globalement supérieurs à 1,1, ce qui était acceptable vis-à-vis de la stabilité d'ensemble.

L'étude de stabilité montrait par ailleurs que l'augmentation de la pression hydrostatique dans la zone amont ne semblait pas avoir d'influence (ou très peu) sur la stabilité de la digue vis-à-vis du glissement le long de la surface de rupture concernée. Ceci dit, un basculement vers l'amont du caisson consécutif à un tassement différentiel entre l'amont et le centre de la structure n'était pas à exclure.

L'influence de la berme en pied de caisson a également été étudiée. Par rapport au cas statique équivalent, le coefficient de sécurité en cas de liquéfaction est ramené de 3,5 à 1,9. Enfin, on a également analysé la sécurité de la stabilité du caisson vis-à-vis d'une rupture due un défaut de portance du sol consécutive au phénomène de liquéfaction.

Les calculs de contrainte de rupture sous une fondation superficielle à partir de l'angle de frottement interne du matériau (Meyerhof) ont démontré que le risque de rupture du type portance sous un caisson de 28 m x 28 m avec une contrainte de référence de 300 kPa n'apparaissait que pour un angle de frottement résiduel de l'ordre de 19°. Or les essais de cisaillement statique à rupture post-cyclique n'ont jamais mis en évidence une valeur aussi faible de l'angle de frottement du matériau, tous les essais effectués donnant des valeurs de l'angle de frottement résiduel comprises entre 40 et 43°.

sol n°	1	2	3	Interdit	4	5	6	Interdit	7	8	9	10
γ	18	18	18	18,5	20,6	19,9	20	21,5	19	23		
Γ_{s1}	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
c	0	0	0	12	18	28	3000	1	15	80		
Γ_c	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ϕ	37	34	36	20	20	20	38	38	45	20		
Γ_ϕ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Unités : kN mètre et degré
Méthode de calcul : Bishop

Les conditions sur les sols 7 et 4 sont vérifiées en même temps.

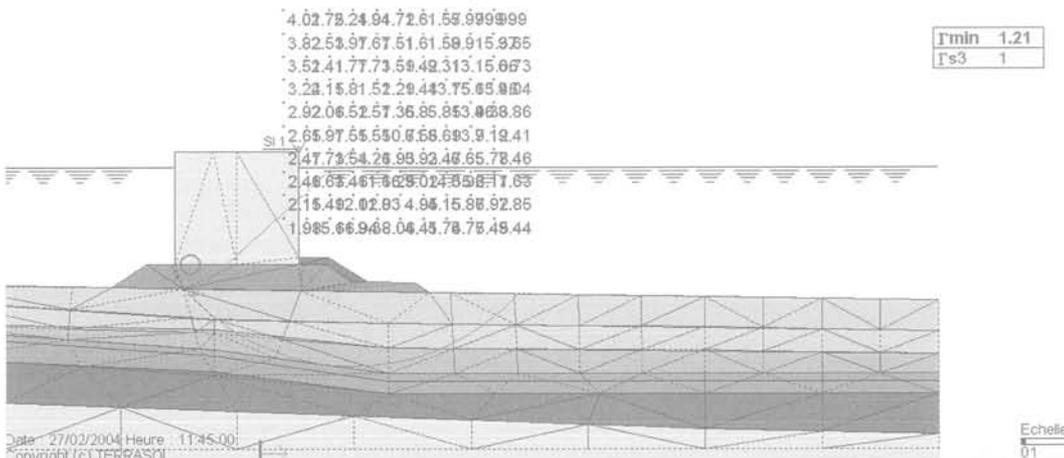


FIG. 11 Analyse de stabilité pseudo-statique.
Pseudo-static stability analysis.

Étude de l'influence des phénomènes de liquéfaction sur la stabilité de la digue : calculs dynamiques

9.1

Les raisons d'une telle étude

A ce stade de l'étude, on pouvait estimer que l'action des sollicitations sismiques les plus défavorables se traduisait dans les zones les plus sensibles, d'une part, par un risque de liquéfaction partielle amenant une diminution des caractéristiques mécaniques des sols sous et autour de l'ouvrage et, d'autre part, par une augmentation significative de la pression interstitielle de part et d'autre des caissons. Le risque de voir les caissons et donc les superstructures de la digue affectés par des mouvements de basculement et de rotation, et par des tassements, a amené le maître d'ouvrage à demander au groupement d'entreprises de procéder à une analyse dynamique d'interaction sol-structure afin de vérifier les résultats obtenus par les analyses pseudo-statiques et également d'essayer de quantifier l'importance des désordres pouvant affecter l'ouvrage, sachant que le risque de ruine de l'ouvrage était *a priori* exclu.

Cette étude dynamique a comporté deux étapes :
 – tout d'abord la recherche et le choix de signaux sismiques (accélérogrammes et spectres) compatibles avec les données sismiques de base définies au § 4 ;
 – ensuite l'utilisation de ces signaux dans un logiciel permettant de modéliser l'interaction sol-structure.

9.2

Recherche de signaux sismiques représentatifs

La recherche de signaux sismiques *ad hoc* a été confiée par le groupement à Geoter.

Les données sismiques initiales (§ 4) ne comportant pas de spectres de référence, Geoter a donc calculé en préalable des spectres de réponse élastique pour le site (spectres cibles) en adoptant les lois d'atténuation utilisées dans l'étude de l'université Mohammed V. Ensuite, il lui a fallu sélectionner dans les bases de données accélérométriques (USGS 1996 ; Ambraseys *et al.*, 2000) des enregistrements correspondant à des séismes de caractéristiques proches des séismes de référence, en calant les composantes horizontales à l'accélération de dimensionnement et en vérifiant le contenu spectral de l'accélérogramme par comparaison des spectres de réponse élastique de ses composantes au spectre cible résultant de l'application des lois d'atténuation.

GEOTER a sélectionné les séismes suivants :

	Nom	Date	Durée (s)
Séismes proches	Friuli (Italie)	16/08/1977	16
	Izmir (Turquie)	09/12/1977	5
	Lazio Abruzzo (Italie)	11/05/1984	26
	Umbria (Italie)	29/04/1984	26
Séismes lointains	Kocaeli A (Turquie)	17/08/1999	106
	Kocaeli B (Turquie)	17/08/1999	140
	Kocaeli C (Turquie)	17/08/1999	25

Les signaux fournis comprenaient à chaque fois deux composantes horizontales orthogonales et une composante verticale.

9.3

Modélisation de l'interaction dynamique sol-structure

Cette étude a été confiée à Terrasol qui a utilisé pour ce faire le code Plaxis (module dynamique). Deux profils ont été étudiés, l'un correspondant à la zone jugée la plus critique en terme de risque de liquéfaction, l'autre à des terrains représentatifs de la zone courante.

Ce type d'étude pose un certain nombre de problèmes qu'il a fallu résoudre.

9.3.1

Choix du signal

Plaxis prend en compte un signal temporel pour le séisme qui est positionné à la base du modèle, au niveau du substratum. Le logiciel développe analytiquement l'amplification, l'amortissement et la duplication des ondes aux interfaces géologiques. Le signal est représenté par une série de points par pas de temps régulier représentant soit le déplacement, soit la vitesse, soit l'accélération du substratum en fonction du temps.

Plaxis n'accepte qu'un seul signal. La prise en compte simultanée des composantes horizontale et verticale du séisme est réalisée par un coefficient multiplicateur variable sur le signal. Pour l'étude il a été décidé de prendre en compte simultanément la composante horizontale de l'accélération et comme composante verticale, une fraction de 30 % de la composante horizontale.

Le choix des signaux parmi ceux proposés par Geoter s'est fait en fonction de leur contenu fréquentiel, de la durée du séisme et sur l'allure générale du signal. C'est ainsi qu'ont été sélectionnés comme les plus représentatifs les accélérogrammes suivants : séisme de Kocaeli (Turquie) du 17/08/1999 comme référence pour le séisme de source lointaine, et séisme d'Ombrie du 29/04/1984 comme référence pour le séisme de source proche.

Les deux accélérogrammes sont représentés respectivement sur les figures 12 et 13. Le signal du séisme de Kocaeli A avait l'avantage d'être de longue durée (plus de 100 secondes) et présentait donc un intérêt certain pour l'étude des phénomènes relatifs à la liquéfaction car il impliquait un nombre de cycles représentatif.

Le contenu fréquentiel des séismes lointains est plus riche dans les basses fréquences (entre 0,7 à 3 Hz) que celui des séismes proches, plus développé dans les hautes fréquences (3 à 10 Hz). Il est alors plus préjudiciable pour la digue en caisson dont la fréquence propre est proche de 1 Hz, malgré une accélération maximale 2,5 fois plus faible.

9.3.2

Prise en compte de l'effet de l'eau

L'approche utilisée est celle des masses ajoutées de Newmark (1971). Pour une structure longitudinale (que l'on peut assimiler à un prisme rigide sur un support flexible) se déplaçant dans un fluide perpendiculaire-

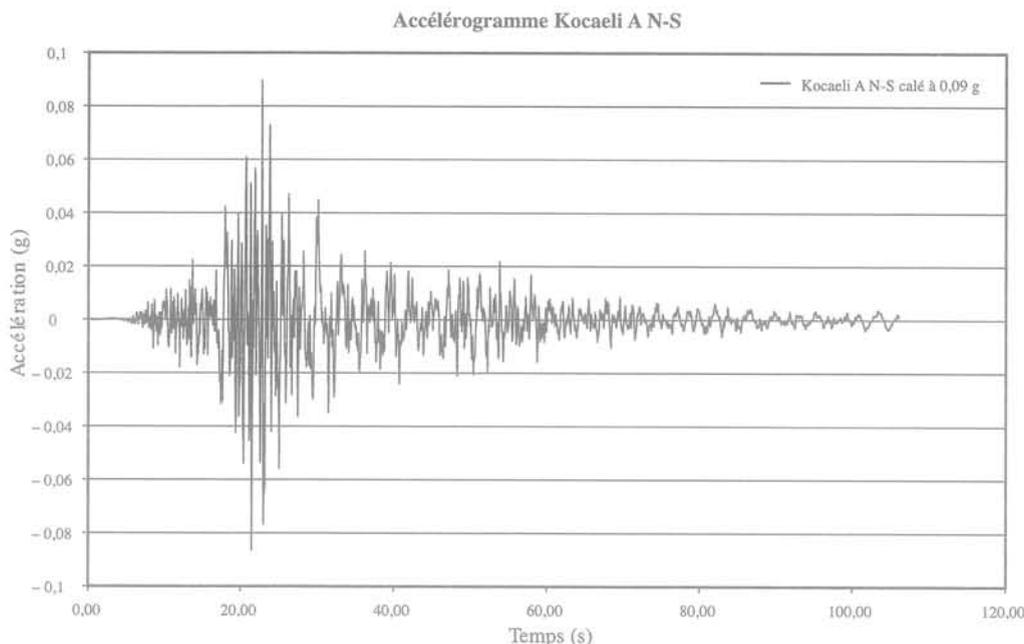


FIG. 12 Séisme long jugé représentatif.
Typical long duration seismic event.

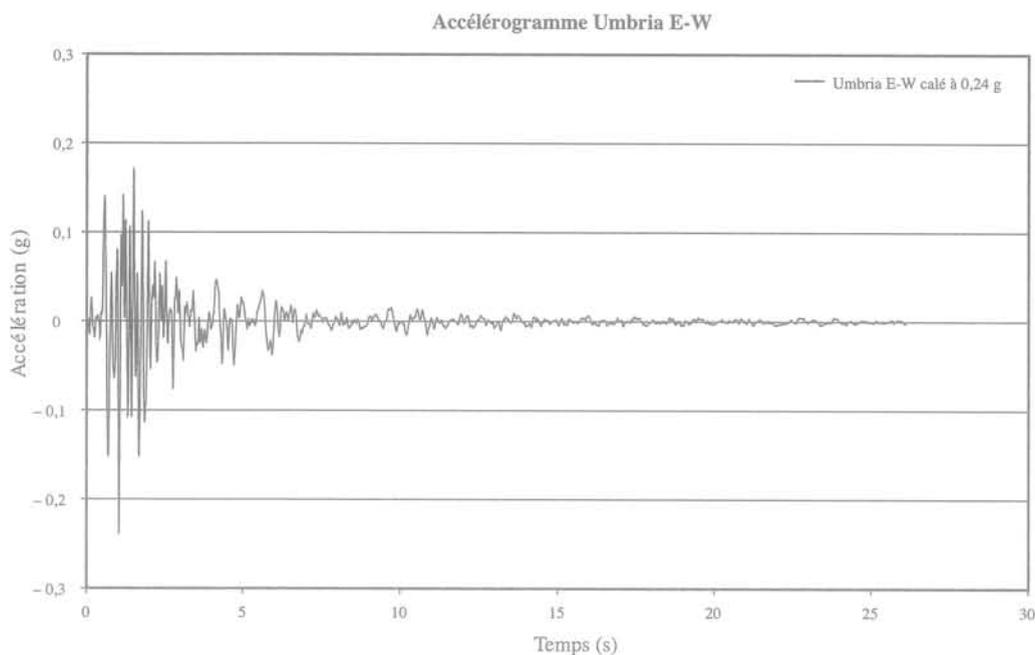


FIG. 13 Séisme court jugé représentatif.
Typical short duration seismic event.

ment à son axe longitudinal, la masse ajoutée est évaluée par la masse d'un cylindre de liquide ayant un diamètre égal à la hauteur de la structure immergée dans l'eau.

Ainsi pour un caisson de hauteur 24 m immergé dans l'eau sur une hauteur de 21 m la masse ajoutée correspond à celle d'un volume $\Pi \times 21^2/4 = 346 \text{ m}^3/\text{m}$ soit 353 t/m réparties sur le voile central du caisson.

En pratique, l'effet de ces masses ajoutées est de diminuer la fréquence de résonance du système et de limiter les déformations du caisson. *A contrario*, elles augmentent la masse totale du caisson et donc les tassements sous le caisson. Il a donc été décidé d'étudier comparativement le comportement du caisson avec et sans masses ajoutées.

9.3.3

Paramètres géotechniques

Les nombreux essais en laboratoire (essais de cisaillement cycliques, colonne résonnante) ont permis une modélisation réaliste du comportement des sables. Ceux-ci ont été modélisés avec un modèle élastique non linéaire de type HSM (*hardening soil model* selon le manuel d'utilisation de Plaxis).

Le modèle HSM définit une relation non linéaire entre le déviateur q et la déformation ϵ :

$$q = 2^*E_{50}^*\epsilon/(1 + 2^*E_{50}/q_a^*\epsilon) \quad (1)$$

avec $q_a = q_f/r_f$, q_f étant le déviateur à rupture mesuré par exemple lors d'essais triaxiaux, et q_a la valeur asymptotique à l'infini (on prend souvent la valeur de 0,9 pour r_f).

Pour un sol répondant au critère de rupture de Mohr-Coulomb la valeur de q_f vaut :

$$q_f = (K_p - 1) \cdot \sigma'_3 + 2c \cdot \cos\phi / (1 - \sin\phi) \quad (2)$$

Pour un sol de type HSM, trois modules caractéristiques sont à définir : E_{\max} (module tangent à l'origine), E_{50} et E_{ur} (décharge/recharge). Le module E_{50} se déduit par exemple à partir de résultats d'essais triaxiaux donnant la valeur du demi-déviateur à rupture et la déformation correspondante.

Le module E_{ur} est pris (à défaut d'informations spécifiques issues de résultats d'essais) par défaut comme $3 \times E_{50}$.

La figure 14 représente graphiquement les différents paramètres en question.

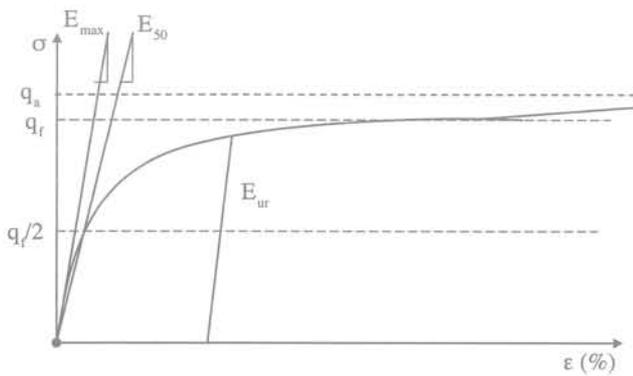


FIG. 14 Les paramètres du modèle HSM Plaxis. HSM Plaxis parameters.

Les valeurs de module utilisées dans le programme PLAXIS correspondent à la valeur du module E_{50}^{ref} ramené à la pression de référence $p_{ref} = 100$ kPa et défini par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot [(c \cdot \cot\phi + \sigma'_3) / (c \cdot \cot\phi + p_{ref})]^m \quad (3)$$

m variant entre 0,5 pour des sables lâches à moyennement consolidés et 0,65 pour des sables denses.

Le module tangent en un point quelconque de la courbe $E = dq/de$ vaut alors par dérivation de la formule ci-dessus :

$$E = 2 \cdot E_{50} / (1 + 2 \cdot E_{50} / q_a \cdot \epsilon^2) \quad (4)$$

Pour $\epsilon = 0$ on a $E = 2E_{50} = E_{\max}$ module tangent à l'origine.

Sachant que $G = E / (2 \cdot (1 + \nu))$ et que la distorsion γ est égale à $(1 + \nu) \cdot \epsilon$, il vient :

$$G = 2 \cdot G_{50} / [1 + 4 \cdot G_{50} / q_a \cdot \gamma^2] \text{ avec } G_{50} = E_{50} / (2 \cdot (1 + \nu)) \quad (5)$$

Pour $\gamma = 0$ on a $G = G_{\max} = 2G_{50}$ et la formule précédente s'écrit :

$$G / G_{\max} = 1 / [1 + 4 \cdot G_{50} / q_a \cdot \gamma^2] \quad (6)$$

Ce qui se traduit par une courbe représentée dans la figure 15.

Les résultats des différents essais ont révélé un coefficient multiplicateur entre paramètres « statiques » et « dynamiques » compris entre 5 et 8.

Il a été choisi d'appliquer un coefficient multiplicateur de 6 entre modules statiques et modules dynamiques dans les sols relativement lâches.

Pour les sols plus raides (graves sableuses, substratum argileux) et les éléments de construction (ballast, carapace), un coefficient multiplicateur plus faible (4) a été appliqué, afin de ne pas raidir excessivement dans le calcul dynamique la structure mise en place.

9.3.4

Résultats des calculs : déformations, surpressions interstitielles

Les déformations irréversibles en fin de séisme apparaissent comme relativement limitées car les déplacements horizontaux du caisson et les tassements observés en fin de séisme n'excèdent pas 5 cm (Fig. 16). Ils s'élèvent à 7 cm au maximum pendant le séisme long et sont deux fois moins importants avec le séisme court. Des déformations irréversibles de consolidation post-sismique ont également été mises en évidence mais elles sont limitées à des valeurs de l'ordre de 10 à 15 mm.

Le séisme lointain génère plus de distorsions ($\gamma = 1,2 \%$) que le séisme court (0,3 à 0,6 %).

Tanger SC 108 3 m

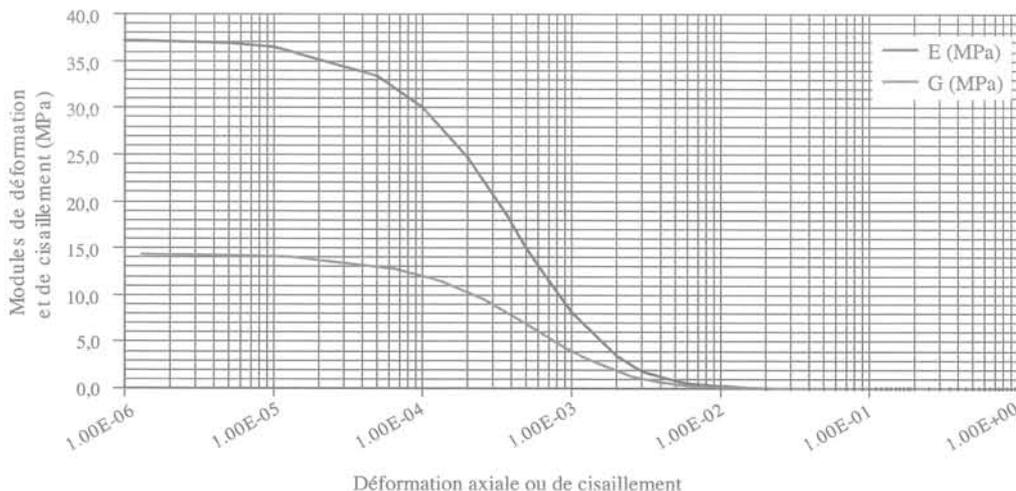


FIG. 15 Variation des modules avec la déformation. Relation between deformation/shear moduli and strain/distortion.

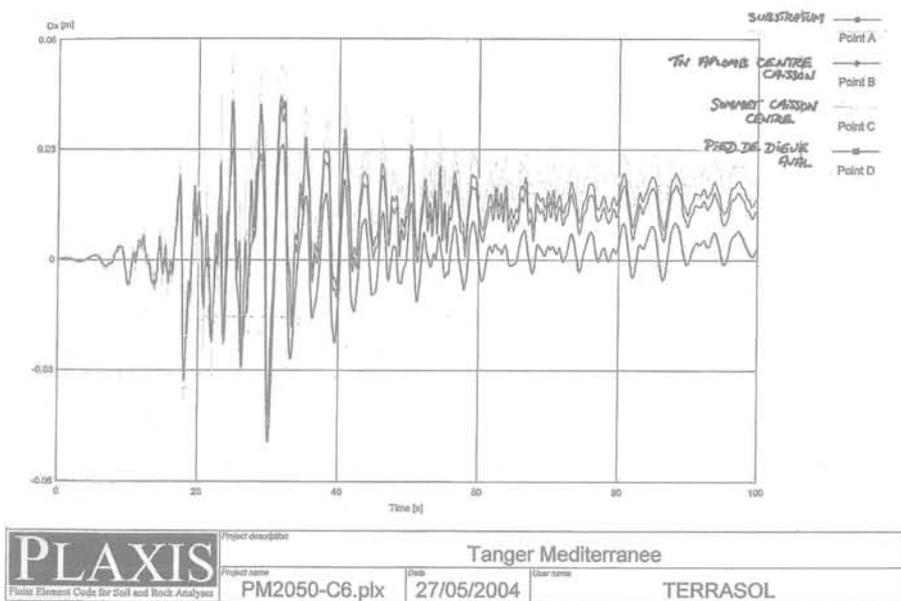


FIG. 16 Évolution des déplacements horizontaux pendant le séisme.
Horizontal displacements during seismic event.

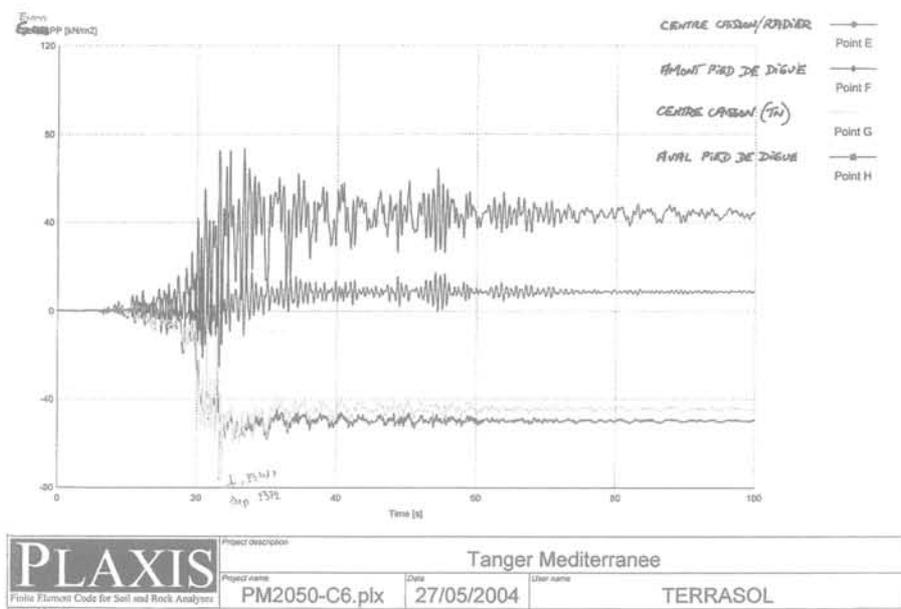


FIG. 17 Évolution des pressions interstitielles pendant le séisme.
Pore pressure development during seismic event.

Les surpressions interstitielles sont essentiellement générées dans les couches d'argile sous-jacentes, là où l'on observe les distorsions les plus importantes. A la verticale du milieu du caisson on observe des valeurs de surpressions interstitielles de l'ordre de 50 kPa dans les sables silteux sous le matériau de remblai, ce qui corrobore les hypothèses faites précédemment d'une augmentation de 30 à 60 % de la pression hydrostatique (Fig. 17).

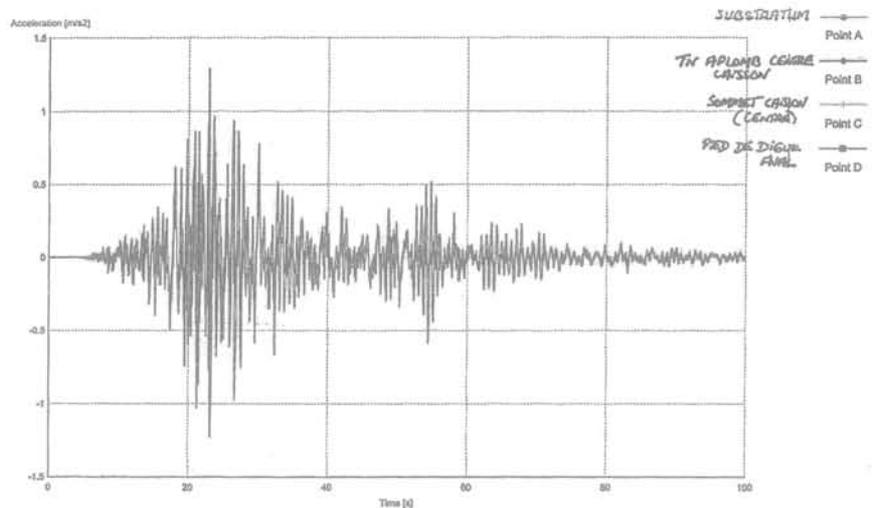
9.3.5

Amplification/atténuation du signal sismique

L'étude dynamique d'interaction sol-structure a permis également de donner des informations sur ce point. En effet, les accélérations de projet étaient défi-

nies au toit du substratum rocheux ; il se posait donc la question de l'évolution de ces accélérations dans les terrains meubles sus-jacents.

Les diagrammes d'accélération montraient dans trois cas sur quatre (2 profils x 2 types de séisme) une atténuation de l'accélération entre le niveau du substratum et la surface du sol. Par contre, dans un cas de figure correspondant à des terrains jugés plutôt raides et au séisme long, l'accélération passait de 0,09 g au niveau du substratum à 0,15 g au niveau de la surface (Fig. 18). C'est d'ailleurs dans cette configuration (terrains plutôt raides et séisme long) que l'on obtenait les déplacements les plus importants. *A contrario*, la zone la plus sensible à la liquéfaction montrait systématiquement une atténuation de l'accélération entre le substratum et la surface quel que soit le type de séisme.



PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 8.2.4.311	Project description		
	Tanger Mediterranee		
Project name	Case	User name	
PM2050-C6.plx	27/05/2004	TERRASOL	

FIG. 18 Accélérations observées pendant le séisme.
Accelerations during seismic event.

10

Conclusion

Cette étude a permis une analyse exhaustive du risque de liquéfaction des terrains sous-jacents à la digue en caissons du nouveau port de Tanger-Méditerranée. Elle s'est en effet appuyée sur plusieurs phases successives :

- essais *in situ* (CPT et SPT) ;
- essais de laboratoire ;
- étude de l'influence du chargement apporté par les caissons ;
- analyse de stabilité pseudo-statique avec prise en compte de l'accroissement de pression interstitielle ;
- étude dynamique d'interaction sol-structure.

Ces différentes phases ont permis d'éclairer les résultats ambigus, voire contradictoires, obtenus dans la phase initiale des essais *in situ*, phase à laquelle les études de liquéfaction des sols sont trop souvent réduites.

Nous en avons retenu les enseignements suivants :

1) Les essais *in situ* donnent des résultats apparemment contradictoires, les essais CPT donnant à penser qu'il y a effectivement risque de liquéfaction alors que les SPT ne mettent pas en évidence ce phénomène. A la lumière des analyses ultérieures il s'avère que les CPT donnent une perception plus juste, quoique conservatrice, de la situation. L'analyse par les essais *in situ* avec les outils actuels (recommandations NCEER) permet par contre de mettre clairement en évidence l'influence de la magnitude en complément de l'accélération.

2) Les essais *en laboratoire* ont mis en évidence que le risque de liquéfaction est réel avec certains sols concernés, en particulier dans la zone de dépôt de matériaux alluvionnaires apportés par l'oued R'Mel mais pour un niveau de sollicitations sismiques supérieur de 50 % aux hypothèses envisagées (0,13/0,15 g au lieu de 0,093 g), le phénomène ayant été simulé plu-

sieurs fois dans des essais de cisaillement cyclique. Pour les fortes densités relatives la liquéfaction n'est pas atteinte, même pour des accélérations de l'ordre de 0,15 g. Les essais de laboratoire apportent donc un éclairage indispensable dans le cas relativement courant où l'intensité des sollicitations sismiques n'est pas manifestement complètement destructrice.

3) Pour le niveau de sollicitations sismiques de projet et non atténuées, les phénomènes auxquels on peut s'attendre correspondent à une augmentation relative partielle des pressions interstitielles de l'ordre de 30 à 60 % accompagnée d'une diminution sensible des caractéristiques de déformation (modules). Il s'agit d'un phénomène que l'on pourrait appeler *liquéfaction partielle*, mais non liquéfaction au sens strict du terme. Les risques liés à cette augmentation des pressions interstitielles est en partie, mais en partie seulement, annihilé par l'influence du chargement apporté à l'ouvrage, puisque l'analyse de l'effet du chargement sur la répartition des contraintes montre qu'il subsiste une bande centrale et des bandes latérales où le chargement n'induit pas d'effet d'augmentation de la contrainte de cisaillement statique, ce qui est un facteur déterminant vis-à-vis de la sensibilité à la liquéfaction.

4) Seules des analyses élaborées permettent alors d'estimer l'influence de cette dégradation des caractéristiques de déformation de terrains ; en particulier des études de stabilité pseudo-statiques basées sur la seule valeur de l'accélération auraient amené à des conclusions disproportionnées, alors que l'étude de stabilité au glissement montre qu'avec l'augmentation de la pression interstitielle envisagée dans les zones concernées et sans atténuation, les coefficients de sécurité obtenus sous liquéfaction partielle restent supérieurs à 1,1 ce qui exclut a priori la nécessité d'un traitement de terrain.

5) Compte tenu de la diminution des caractéristiques de déformabilité des matériaux, observée dans les essais de laboratoire, la liquéfaction partielle est susceptible de générer des déplacements (glissements et

rotations) non négligeables, leur quantification ne pouvant se faire qu'au travers d'une *analyse détaillée d'interaction sol-structure sous sollicitations dynamiques*. Ce type d'étude, lourde au demeurant, requiert une démarche rigoureuse et vigilante dans le choix des paramètres et des hypothèses de calculs (choix des signaux, prise en compte de l'effet de l'eau, lois de com-

portement élaborées). Ce type d'analyse permet également d'apporter des réponses précises quant à l'effet d'amplification ou d'atténuation de l'accélération par les terrains sus-jacents au substratum. Dans le cas présent, pour ce type d'ouvrage, il a été observé que les terrains les plus sensibles au risque de liquéfaction atténuent l'accélération au lieu de l'amplifier.

Bibliographie

- Andersen K.H., Berre T. – Behavior of a dense sand under monotonic and cyclic loading. *ECSMGE Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, vol. 2., Balkema, 1999, p. 667-676.
- Martin G.R., Finn W.D.L., Seed R.B. – Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 101, n° GT5, 1975, p. 423-438.
- Newmark N.M., Rosenblueth E. – *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice Hall Inc., 1971.
- Pecker A. – *Dynamique des sols*. Presses des Ponts et Chaussées, 1984.
- PLAXIS 2D V8 Code de calcul géotechnique aux éléments finis. *Manuel d'utilisation*, (Material model and dynamic model manuals), Balkema, 2002.
- Recommandations AFPS 90 pour la rédaction de règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes. Presses des Ponts et Chaussées, 1990.
- Rollins K.M. – *The influence of buildings on potential liquefaction damage*. PhD dissertation, University of California, Berkeley, 1987.
- Seed R.B., Idriss I.M. – Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, SM9, 1971, p. 1249-1273.
- Seed R.B. et al. – Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Report n° EERC, 2003.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S. – Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal* n° 37, 2000, p. 592-606.
- Vaid Y.P., Stedman J.D., Sivathayalan S. – Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal* n° 38, 2001, p. 580-591.
- Youd L.T., Idriss I.M. et al. – « Liquefaction resistance of soils », Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE*, vol. 127, n° 4, 2001, p. 297-313.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. – Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Canadian Geotechnical Journal* n° 39, 2002, p. 1168-1180, 2002.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Les articles adressés en soumission seront envoyés en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Isam SHAHROUR

Polytech' Lille

Cité scientifique

Bd Paul-Langevin

59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX

Françoise HOMAND

École de Géologie (ENSG)

BP 40

54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE

Chaire de géotechnique

2, rue Conté

75141 Paris CEDEX 03

Les textes seront composés sous Word, présentés en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Les *articles* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; les *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, téléphone, fax et, le cas échéant, l'adresse électronique des auteurs.

Les résumés des contributions, 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 tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni 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 équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Kerisel J., Absi E., 2003), 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 :

Kerisel J., Absi E. – *Table de poussée et de butée des terres*. Presses des Ponts et Chaussées, 2003, 4^e éd.

Wastiaux M. *et al.* – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

Après acceptation par le comité de lecture, en cas d'auteurs multiples, préciser lequel sera le relecteur des épreuves envoyées par la fabrication.

Un délai de 15 jours sera demandé pour le retour des épreuves, afin de ne pas retarder la sortie de la revue et, ainsi, de ne pas pénaliser les autres contributeurs.

