

GGIMR-GM
16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 47

135 F

2^e TRIMESTRE 1989

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 47
AVRIL 1989

sommaire

- Propagation de fractures dans des roches sous sollicitation
thermo-hydro-mécaniques
G. Berthomieu, P. Jouanna 5
- Etude numérique du tassement d'une fondation de grand diamètre sur
argile surconsolidée
A. Pecker, F. Ropers, P. Bozetto 17
- Influence de la taille des grains et de l'altération des roches sur les
mesures de l'atténuation des ondes ultrasonores en laboratoire
N. Klimis, J.L. Durville, J. Ehrlich 29
- Caractérisation des non-linéarités apparues lors des essais de vibrations
forcées en centrifugeuse
B. Bourdin, M.P. Luong, P. Morlier 39
- Propriétés géotechniques des tuffs volcaniques du projet hydro-électriques
Larreynaga au Nicaragua
J. Binquet 61 *ms*

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES FORMATION CONTINUE

Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

Compactage :		
Module 1 : connaissances générales	9 au 11 mai	Rouen
Module 2 : applications pratiques	6 au 9 juin	Bourges
Les bétons de fibres	16 et 17 mai	Paris
Terrassements et couches de forme :		
Module 2 : exécution des travaux	23 au 26 mai	Région Rhône-Alpes
Investigations et contrôle des ouvrages en construction	30 mai au 1 ^{er} juin	Paris
Revêtements minces et très minces	30 mai au 1 ^{er} juin	Paris
Techniques de surveillance et de réparation des ouvrages en maçonnerie	6 au 8 juin	Paris
Soutènement de grandes excavations	6 au 9 juin	Paris
Les chaussées en béton de ciment	13 au 15 juin	
Conception et construction des chaussées : connaissances de base	20 au 22 juin	Paris
Journées d'études :		
Géologie et géotechnique du tunnel sous la Manche	31 mai et 1 ^{er} juin	Paris
Visite du chantier le 2 juin		

*Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).*

propagation de fractures dans des roches sous sollicitations thermo-hydro-mécaniques

propagation of fractures in rocks subjected
to thermo-hydro-mechanical stresses

G. BERTHOMIEU — P. JOUANNA

Laboratoire de Génie Civil,
Université des Sciences et Techniques du Languedoc (*)

Rev. Franç. Géotech n° 47, p.p. 5-16 (avril 1989)

Résumé

L'approche proposée pour l'étude de la propagation dans des roches, sous sollicitations thermo-hydro-mécaniques complexes, consiste à recréer en laboratoire des conditions aussi proches que possible de celles rencontrées sur le site. Cette mise en situation des champs de températures et de contraintes peut être envisagée soit globalement sur un domaine de roche suffisamment important pour représenter la réalité in situ, soit uniquement sur un sous-domaine, au voisinage de l'extrémité de fissure. On s'attachera essentiellement à la deuxième approche, seule praticable dans l'exemple emprunté au cadre historique de la géothermie en roches chaudes sèches.

Après avoir rappelé les fondements théoriques de la thermo-mécanique de la rupture, on donnera la banque de résultats actuellement disponible dans des expériences de propagation de fractures, en situations thermo-hydro-mécaniques complexes. Enfin on passera en revue les difficultés actuelles pour prévoir, à partir des expériences de laboratoire, les conditions de rupture in situ.

Abstract

The approach proposed for the investigation of fracture propagation in rock under complex thermo-hydro-mechanical stresses consists of reproducing site conditions as closely as possible in the laboratory. This set-up of fields of temperatures and stresses can be envisaged applied either globally to a rock zone large enough to represent in situ reality or only to a sub-zone in the neighbourhood of the tip of the fracture. The investigation centred mainly on the second approach, which was the only method usable in the example taken within the framework of the geothermy of hot dry rock.

A summary of the theoretical basis of thermo-mechanics of failure is followed by the results available today drawn from experiments on fracture propagation in complex thermo-hydro-mechanical situations. The communication ends with examination of current difficulties to be expected in situ failure conditions on the basis of laboratory experiments.

(*) Place E. Bataillon, 34060 Montpellier Cedex.

1. INTRODUCTION

1.1. Cadre général de l'étude

Cette étude a pour cadre la fracturation de roches sous l'action de sollicitations thermo-hydro-mécaniques complexes. Ce problème mal connu se rencontre dans des domaines importants tels que :

- les exploitations pétrolières où la fracturation thermique peut interférer avec la fracturation hydraulique lors de la stimulation des gisements ;
- le stockage de déchets radioactifs où la variation locale de température risque de créer de nouvelles fractures et perturber l'équilibre hydrodynamique souterrain ;
- la géothermie profonde où l'injection dans des fractures d'un fluide plus froid que la roche est susceptible de modifier la perméabilité du massif ;
- le stockage de gaz liquéfiés ;
- le stockage de chaleur dans des roches, etc.

1.2. Méthodes d'approche possibles

Compte tenu de la complexité du problème, où interviennent des processus physico-chimiques, thermiques, hydrauliques et mécaniques, la méthode d'investigation proposée consiste à mettre en situation, au laboratoire, la roche dans des conditions aussi proches que possible de celles rencontrées sur le site. Cette mise en situation peut s'envisager :

- soit directement, en identifiant les paramètres du site et du laboratoire, par une approche globale, de type système ou « boîte noire » ;
- soit indirectement, en identifiant d'abord des champs de variables locales avec retour ensuite aux paramètres systémiques, seuls accessibles en pratique à la mesure.

1.2.1. Approche par mise en situation globale

Une situation donnée, sur le site ou au laboratoire, peut être caractérisée globalement par des paramètres tels que : géométrie du domaine matériel, conditions initiales et chemins de sollicitations appliqués aux limites du domaine.

Cette méthode directe est rarement envisagée a priori en mécanique traditionnelle, domaine où l'on maîtrise bien les phénomènes élémentaires. Mais elle prend de plus en plus d'importance dans les domaines où de nombreux phénomènes sont couplés ou dans le cas de matériaux complexes.

L'avantage essentiel de cette approche est d'aller droit à la réponse, sans passer par l'intermédiaire d'hypothèses de comportement aussi nombreuses qu'incertaines. L'étude par exemple de la tenue de parois de forages, dans des roches hétérogènes et sous des cheminements thermodynamiques complexes, peut parfaitement bien s'envisager par cette mise en situation globale.

Mais la difficulté essentielle de cette approche tient à l'importance du domaine matériel à simuler au laboratoire. Par exemple, il devient impossible de simuler une fissure décamétrique, plongée dans un milieu infini.

1.2.2. Approche par mise en situation locale

Devant une telle difficulté, on pourra tenter de conserver l'idée de mise en situation, mais de façon locale. Ainsi dans le cas d'une fracture, sa propagation éventuelle est suspendue aux conditions rencontrées localement à son extrémité, seul sous-domaine matériel qu'il est suffisant de mettre en situation.

Les paramètres au laboratoire et sur le site n'ont plus rien apparemment de commun. On parle cependant d'équivalence entre ces paramètres, dès lors qu'ils engendrent les mêmes champs de variables locales, dans le sous-domaine matériel examiné.

Tout le problème de la mise en situation locale consiste à savoir dans quelle mesure on peut jouer sur les paramètres en laboratoire, afin de réaliser aussi rigoureusement que possible une identité entre les champs locaux sur le site et au laboratoire, sur le sous-domaine souhaité. En général il n'est pas possible de parvenir rigoureusement à cette identité et l'on devra consentir des approximations.

1.3. Application proposée et contenu de l'étude

1.3.1. Application proposée

On propose, pour illustrer cette étude, le cadre de la géothermie profonde en roches chaudes sèches. Dans cette application, pour récupérer la chaleur de roches situées à grande profondeur, on envisage de faire circuler de l'eau entre deux ou plusieurs forages, dans un réseau de fractures, créées ou réouvertes le plus souvent par fracturation hydraulique. Dans ces fractures qui jouent le rôle d'échangeur, la circulation d'un fluide plus froid que la roche peut favoriser, entre autres phénomènes, l'apparition en parois de nouvelles fissures, ou la propagation des fractures elles-mêmes.

La stabilité des parois de fracture a fait l'objet de précédentes publications [3, 4, 6, 8].

Nous nous limiterons, dans cet article, à l'effet de sollicitations thermiques sur la stabilité d'une extrémité de fracture, de grande extension, préalablement sollicitée hydrauliquement et mécaniquement. Cette application conduit à faire le choix d'une approche par mise en situation locale.

1.3.2. Contenu de l'étude

Sont donnés tout d'abord en 2. les *fondements théoriques* de l'approche par mise en situation locale, dans le cas d'une fracture de grande extension sur le site :

— le paragraphe 2.1. donne le bilan des paramètres (P_s) in situ et des paramètres (P_e) envisagés au laboratoire ;

— le paragraphe 2.2. aborde la détermination des champs de variables locales, sur le site ou au laboratoire, par l'intermédiaire de la thermo-mécanique de la rupture ;

— le paragraphe 2.3. conduit, sous les réserves de la thermo-mécanique de la rupture, aux relations d'équivalence entre paramètres au laboratoire et sur le site.

Puis sont décrites en 3. des expériences de rupture thermo-hydro-mécaniques en laboratoire ainsi qu'une première interprétation des résultats d'essais sur granite et calcaire ;

— le paragraphe 3.1. décrit le banc d'essais et le mode opératoire permettant de déterminer les paramètres à la rupture d'éprouvettes pré-fissurées ;

— le paragraphe 3.2. présente les résultats d'essais de rupture en situation thermo-hydro-mécanique complexe et les tentatives d'interprétation des résultats.

2. FONDEMENTS THÉORIQUES

2.1. Paramètres in situ (P_s) et au laboratoire (P_e)

2.1.1. Paramètres in situ (P_s)

Etude de cas in situ

La réalité de la fracturation rencontrée dans des échangeurs de géothermie profonde est souvent très complexe. Pour l'exposé de la méthode, on adoptera l'hypothèse d'école historique qui consiste à envisager que la fracture, perpendiculaire à la contrainte principale mineure, a la forme d'un ellipsoïde de révolution très aplati. Toutefois, cette simplification didactique n'est pas une limitation à la méthode générale, dans des cas plus complexes.

Paramètres in situ (P_s)

a. Géométrie (fig. 1)

La fracture idéalisée sur le site est ici supposée dans un plan vertical ; elle est caractérisée par un seul paramètre, son rayon a_s .

b. Coefficients physiques et thermo-hydro-mécaniques de la roche

ρ : masse volumique ;

k : conductivité thermique, c : chaleur massique,

$\chi = k/\rho c$ = diffusivité thermique ;

ϕ : porosité, K : coefficient de perméabilité de Darcy ;

λ, μ : coefficients de Lamé (roche isotrope), α : coefficient de dilatation linéaire.

c. Conditions initiales thermo-hydro-mécaniques

— L'état de contraintes principales totales au loin est caractérisé par σ_{1s}, σ_{2s} et σ_{3s} .

— La fracture est baignée par de l'eau à une pression p_{fs} .

— La température du fluide T_{fs} est égale à la température uniforme de la roche T_{rs} .

d. Paramètres de chargement thermo-hydro-mécaniques

— L'état de contraintes principales au loin est supposé constant.

— La pression p_{fs} de l'eau en fracture est supposée constante.

— La température de la roche au loin est supposée constante. Seule la température du fluide T_{fs} variera

et sera à considérer comme le paramètre de chargement du problème. Dans la suite cette température sera supposée représentative de la température du fluide, au voisinage de l'extrémité de fracture. En fait pour donner une définition exacte à cette variable de contrôle, il conviendrait d'effectuer une modélisation complète de toute la boucle thermique et de définir cette quantité en un point bien précis du système.

La loi d'évolution de cette variable de contrôle T_{fs} est a priori quelconque. Dans l'analyse qui suit, on a supposé qu'il s'agissait d'un refroidissement monotone, simulé par la loi suivante, à trois paramètres $\Delta T_s, \tau_s$ et t_s :

$$T_{fs} = T_{rs} - \Delta T_s \cdot th(t_s/\tau_s)$$

avec :

ΔT_s = amplitude maximale du refroidissement ;

τ_s = temps de relaxation ($\tau_s = 0$: choc thermique ;

$\tau_s = \infty$: régime permanent) ;

t_s = temps de sollicitation (avec th = tangente hyperbolique).

2.1.2. Paramètres (P_e) sur éprouvette en laboratoire

Etude de cas au laboratoire

La conception du dispositif expérimental doit mettre en jeu un nombre de paramètres suffisant pour être à même de simuler, dans le sous-domaine matériel en fond de fissure, les champs thermo-hydro-mécaniques rencontrés in situ.

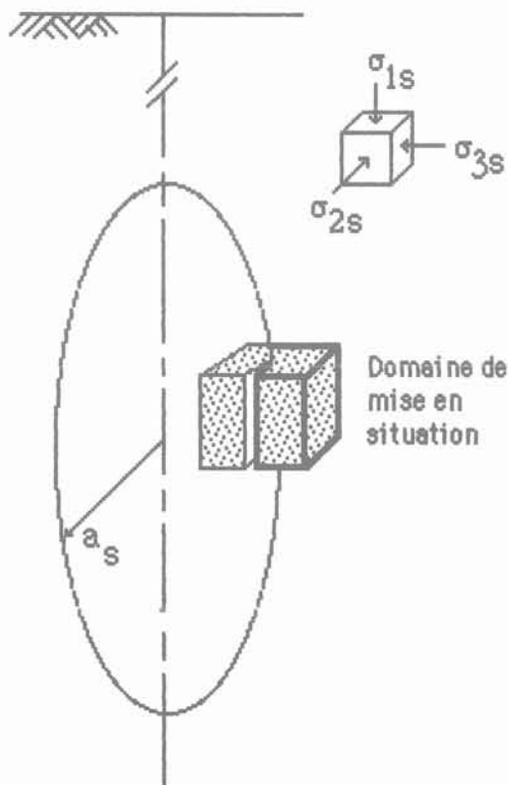


Fig. 1. — Fracture « idéalisée » sur le site.
Fig. 1. — « Idealized » site fracture.

Le dispositif adopté porte sur des éprouvettes de roche cylindriques, munies d'un forage central avec deux fissures longitudinales, dans lequel peut circuler de l'eau à pression et température variables. Le tout est plongé dans une étuve, et soumis à un état de contrainte biaxial de révolution autour de l'axe de l'éprouvette.

Paramètres au laboratoire (P_e)

a. Géométrie (fig. 2)

- Le rayon extérieur des éprouvettes est égal à R_e .
- Le diamètre du forage intérieur est de $2r_e$.
- Les deux fissures longitudinales centrales, suivant deux directions opposées pour conserver la symétrie, ont une profondeur a_e .
- La hauteur de l'échantillon est égale à H_e .

b. Coefficients physiques et thermo-hydro-mécaniques de la roche

Ces coefficients sont supposés identiques in situ et sur l'éprouvette de laboratoire.

c. Conditions initiales thermo-hydro-mécaniques

- Etreinte latérale extérieure p_{oe} et contrainte verticale σ_{ve} .
- L'eau située dans le forage baigne les lèvres de la fracture sous une pression p_{fe} .
- La température du fluide T_{fe} est égale à la température initiale de la roche T_{re} .

d. Paramètres de chargement thermo-hydro-mécaniques

- L'état de contraintes extérieur (p_{oe} , σ_{ve}) est supposé constant.
- La pression p_{fe} de l'eau en fracture est supposée constante, sauf mention contraire.

— La température de l'étuve T_{re} est gardée constante et seule la température du fluide T_{fe} dans le forage central variera et sera à considérer comme le paramètre de chargement du problème. Dans la suite cette température sera supposée représentative de la température du fluide au voisinage de l'extrémité de fracture. On verra les difficultés inhérentes à la mesure de cette variable de contrôle, capitale dans ce problème.

La loi d'évolution de cette variable de contrôle T_{fe} est similaire à la loi de refroidissement adoptée sur le site, soit :

$$T_{fe} = T_{re} - \Delta t_e \cdot \text{th}(t_e/\tau_e)$$

avec :

- ΔT_e = amplitude maximale du refroidissement ;
- τ_e = temps de relaxation ($\tau_e = 0$: choc thermique ;
- $\tau_e = \infty$: régime permanent) ;
- t_e = temps de sollicitation (avec th = tangente hyperbolique).

2.2. Champs de variables locales, au voisinage de l'extrémité de fracture

2.2.1. Caractérisation des champs de variables locales

Problème général

Les champs de variables locales thermo-hydro-mécaniques, au voisinage de la fracture, portent sur :

- les températures $T(M,t)$;
- les pressions d'eau $u(M,t)$;
- les tenseurs contraintes $\sigma(M,t)$.

et la mise en situation rigoureuse voudrait que l'on ait identité sur le site et au laboratoire, entre ces trois champs, pour tout point M et tout temps t, au voisinage de la fracture.

Critères

La comparaison de ces champs entre eux oblige à faire le choix de critères. Ce problème général n'est relativement aisé que sous les hypothèses restrictives de la mécanique de la rupture, qui ne traite actuellement que du cas de roches élastiques, et surtout monophasiques. Cette restriction est de taille et, faute de mieux pour le moment, on constatera ses insuffisances dans l'interprétation des résultats expérimentaux.

Les critères adoptés, pour le cas d'une roche monophasique, sont les suivants :

- pour les champs de température, on se contentera de comparer les températures de surface, supposées identiques aux paramètres de chargement T_{fs} ou T_{fe} ;
- pour les contraintes totales, leur distribution sera normée par les facteurs d'intensité de contrainte $K_{Is}(t)$ ou $K_{Ie}(t)$; les facteurs d'intensité de contraintes $K_{II}(t)$ et $K_{III}(t)$ sont supposés négligeables dans le cas présent.

Les critères à adopter, dans le cas d'une roche biphasique, sont encore du domaine des conjectures. En conséquence, les coefficients hydrauliques de la roche (ϕ et K) n'interviendront pas dans la suite.

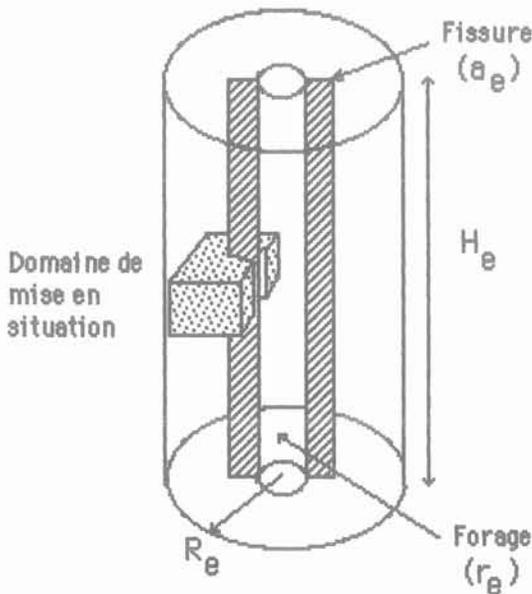


Fig. 2. — Epreuve de laboratoire.
Fig. 2. — Laboratory sample.

2.2.2. *Calculs des facteurs d'intensité de contraintes $K_{Is}(t)$ et $K_{Ie}(t)$ en fonction des paramètres (P_s) et (P_e) - Cas monophasique*

Le facteur d'intensité de contrainte $K_I(t)$, que ce soit sur le site ou au laboratoire, peut se décomposer sous la forme :

$$K_I(t) = K_I^0 + \Delta K_I(t)$$

avec :

K_I^0 = facteur relatif à l'état initial ;

$\Delta K_I(t)$ = accroissement du facteur sous sollicitations thermiques.

Calcul de K_I^0 aux états initiaux

A partir de solutions analytiques (ou semi-numériques) établies dans la littérature pour les configurations et les chargements les plus usuels [13 par exemple], il est facile de trouver, pour les configurations géométriques adoptées, les expressions de K_I^0 , sur le site et au laboratoire.

a. Expression de K_I^0 sur le site

Le sous-ensemble $(P_s^0) = (a_s, p_{fs}, \sigma_{3s})$ des paramètres in situ conduit à :

$$K_{Is}^0 = \frac{2}{\sqrt{\Pi}} \sqrt{a_s} (p_{fs} - \sigma_{3s})$$

b. Expression de K_I^0 au laboratoire

L'éprouvette a été choisie de façon à pouvoir considérer avec une très bonne approximation que la fissure se trouvait dans un milieu infini et que l'hypothèse de déformation plane était raisonnable.

Dans ces conditions, le sous-ensemble $(P_e^0) = (a_e, r_e, p_{fe}, p_{oe})$ des paramètres au laboratoire conduit à :

$$K_{Ie}^0 = \sqrt{\Pi} (r_e + a_e) \cdot (p_{fe} - p_{oe})$$

Calcul de $\Delta K_I(t)$ sous sollicitations thermiques

La détermination de $\Delta K_I(t)$ nécessite des calculs numériques, dont on peut optimiser l'exploitation grâce à un recours préalable à l'analyse dimensionnelle.

A. Contribution de l'analyse dimensionnelle [7, 8]

a. Sur le site

Le sous-ensemble (P_s^*) des paramètres qui intervient ici est :

$$P_s^* = [a_s, \lambda_s, \mu_s, \alpha_s, \Delta T_s, \tau_s, \chi_s, t_s]$$

A l'aide du théorème de Vaschy-Buckingham (ou théorème des Π) et en ajoutant l'hypothèse de dilatation thermique linéaire, on peut regrouper ces paramètres sous forme de termes adimensionnels reliés entre eux par la relation :

$$\frac{\Delta K_{Is}}{\sqrt{a_s \cdot \alpha_s \cdot \Delta T_s \cdot \lambda_s}} = g_s \left(\frac{t_s}{\tau_s}, \frac{\chi_s t_s}{a_s^2} \right)$$

encore notée :

$$\Pi_0^s = g_s (\Pi_1^s, \Pi_2^s)$$

b. Au laboratoire

Le sous-ensemble (P_e^*) des paramètres qui intervient ici est :

$$P_e^* = [r_e, R_e, a_e, \lambda_e, \mu_e, \alpha_e, \Delta T_e, \tau_e, \chi_e, t_e]$$

Pour des rapports r_e/a_e et R_e/a_e donnés, un calcul identique conduit à l'expression :

$$\Pi_0^e = g_e (\Pi_1^e, \Pi_2^e)$$

B. Contribution du calcul numérique [5, 8]

La détermination des fonctions g_s et g_e nécessite une approche numérique. On a choisit la méthode des éléments finis et le code de calcul CASTEM, exploité en collaboration avec la CISI (Compagnie Internationale de Services en Informatique) et le CEA (Commissariat à l'Energie Atomique) de Cadarache. Les calculs sont faits en situation axisymétrique pour le site et en déformation plane pour le laboratoire. Le maillage de la fracture sur le site doit être très fin en raison de sa forme très aplatie.

Les résultats peuvent être représentés sous forme de graphes adimensionnels tels que ceux de la figure 3a pour la fracture sur site et la figure 3b pour la frac-

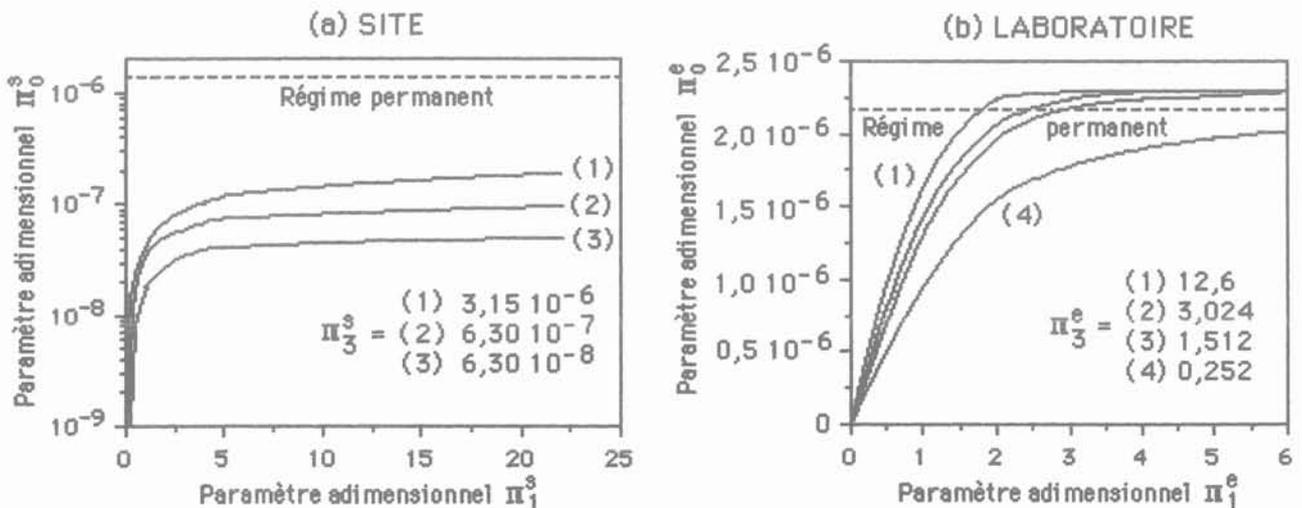


Fig. 3. — Graphes adimensionnels sur le site et au laboratoire.
 Fig. 3. — Adimensional graphs for site and laboratory.

ture de l'éprouvette au laboratoire. Ils représentent la variation de Π_0 en fonction de Π_1 pour différentes valeurs de Π_3 ($\Pi_3 = \Pi_2/\Pi_1$ de façon à éliminer le paramètre temps).

2.3. Critères de rupture

2.3.1. Critères de rupture en paramètres (P_e)

Les expériences de rupture en laboratoire conduisent directement à l'obtention, par points, de la surface limite tracée dans l'espace des paramètres (P_e). Cette surface ne dépend d'aucune hypothèse et relève simplement des mesures en laboratoire.

2.3.2. Critères de rupture en variables locales - (cas monophasique)

Il est possible de retranscrire ces critères de rupture sous forme de critères relatifs aux champs locaux existant en bout de fissure, dès lors que l'on dispose de normes sur ces champs et que l'on dispose de formules de passage des paramètres P_e à ces normes.

Dans les expériences thermo-hydro-mécaniques, on est actuellement limité comme on vient de le voir précédemment à des interprétations thermo-mécaniques, dans des matériaux condérés comme monophasiques. Sous cette réserve, le critère de rupture local le plus simple consiste à supposer qu'il existe une valeur limite (K_I)_{crit}, comme dans un problème purement mécanique. Un champ de contraintes thermomécaniques caractérisé par $K_I(t)$, à l'instant t , sera critique si le critère $K_I(t) - K_I$)_{crit} = 0 est satisfait.

2.3.3. Critères de rupture en paramètres (P_s) - (cas monophasique)

Dans le cas d'une approche par mise en situation globale, la surface limite, dans l'espace des paramètres (P_s) du site, serait identique à la surface limite dans

l'espace des paramètres (P_e). Elle ne dépendrait d'aucune hypothèse et relèverait directement des résultats expérimentaux au laboratoire.

Dans le cas de la mise en situation locale, au contraire, on ne peut pas s'affranchir des hypothèses relatives au calcul des champs locaux, pour passer de la surface limite en paramètres (P_e) à la surface limite en paramètres (P_s).

Sous réserve des hypothèses de la thermo-mécanique de la rupture monophasique, on peut écrire cette surface limite sous la forme :

$$\frac{2}{\sqrt{\Pi}} \sqrt{a_s} (p_{fs} - \sigma_{3s}) + g_s \left(\frac{t_s}{\tau_s}, \frac{\chi_s t_s}{a_s^2} \right)$$

$$\sqrt{a_s} \cdot \alpha_s \cdot \Delta T_s \cdot \lambda_s - K_{Icrit} = 0$$

3. EXPÉRIENCES ET RÉSULTATS

3.1. Dispositif expérimental de rupture thermo-hydro-mécanique

3.1.1. Eprouvettes

Les dimensions des éprouvettes utilisées sont les suivantes :

Rayon du forage $r_e = 5.10^{-3}$ m

Rayon extérieur de l'éprouvette $R_e = 1,2.10^{-1}$ m

Hauteur de l'éprouvette $H_e = 1,6.10^{-1}$ m

Profondeur des fissures $a_e = 5.10^{-3}$ m

Les fissures sont réalisées à l'aide d'un petit disque diamanté situé à l'extrémité d'un bras et entraîné par des courroies crantées reliées à un moteur à vitesse variable (fig. 4).

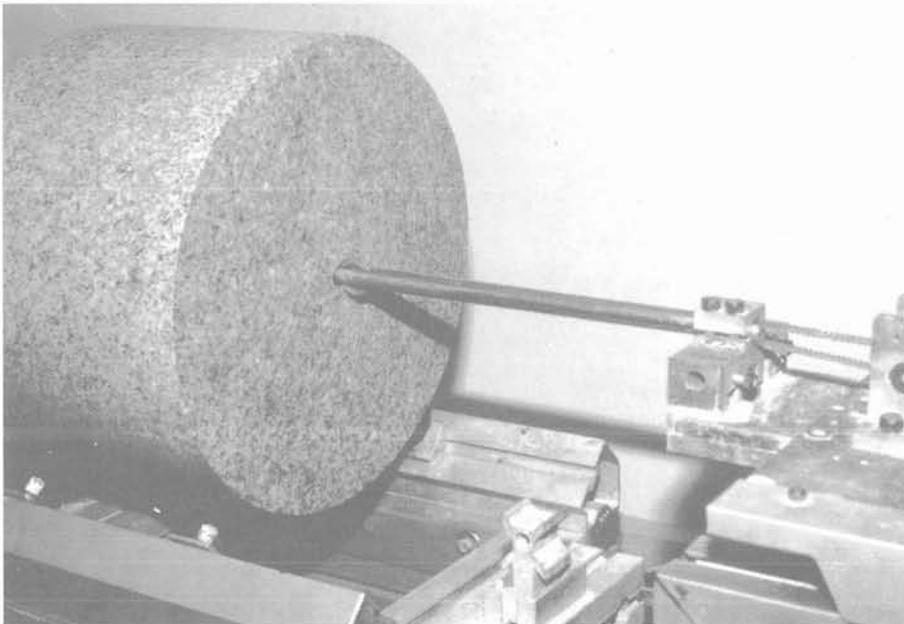


Fig. 4. — Appareillage de création de fissure : détail du bras avec le disque diamanté.
Fig. 4. — Apparatus for creating a fracture ; detail of arm with diamond cutting disc.

3.1.2. Banc d'essais

Le banc d'essai est constitué d'une cellule et de périphériques permettant d'atteindre des pressions de 20 MPa et des températures de 200 °C.

a. Cellule d'essais (fig. 5a et 5b)

L'échantillon de roche, emprisonné entre un flasque intérieur et un piston supérieur, est soumis à une pression de confinement p_{oe} par l'intermédiaire d'une huile résistant à haute température. Dans le forage central et les fractures, situées au centre de l'échantillon, circule le fluide caloporteur (eau) à une pression p_{fe} et à une température T_{fe} . Des joints toriques en viton assurent l'étanchéité entre les pièces mobiles, mais aussi sur les faces inférieure et supérieure de l'éprouvette, entre les circuits d'huile et d'eau. Le piston exerce sur l'échantillon une contrainte verticale σ_{ve} qui engendre des forces de frettage. Il a été nécessaire d'effectuer des essais préliminaires pour évaluer ces forces ainsi que pour déterminer la température en bout de fracture connaissant la température au centre du forage. Cette cellule est placée dans une enceinte de chauffage thermostatée qui permet de maintenir la cellule d'essais, l'échantillon et le fluide caloporteur à la température initiale T_{re} .

b. Périphériques (fig. 6)

Outre les périphériques classiques permettant de créer et de réguler les pressions et les températures, il a

fallu mettre au point un périphérique pour maîtriser le refroidissement de l'eau dans la fracture. Ce périphérique comprend deux boucles thermiques de circulation de fluide :

- une boucle fermée, haute température et haute pression, qui véhicule l'eau dans la fracture par l'intermédiaire d'un circulateur haute pression entraîné, à l'extérieur de l'enceinte, par un moteur à vitesse variable relié à un joint tournant ;
- une boucle ouverte, basse température et basse pression, reliée à un ballon d'eau froide, qui permet, à l'aide d'un échangeur thermique à contre-courant et d'une vanne trois voies motorisée, de refroidir l'eau dans le forage et la fracture.

Ce montage permet d'avoir une certaine souplesse sur la fonction $T_{fe}(t_e)$, en partant de la température initiale $T_{fe} = T_{re}$.

3.1.3. Divers types d'essais

Les essais ont été effectués sur des échantillons de calcaire - calcaire de Baruthel (Gard) - et sur des

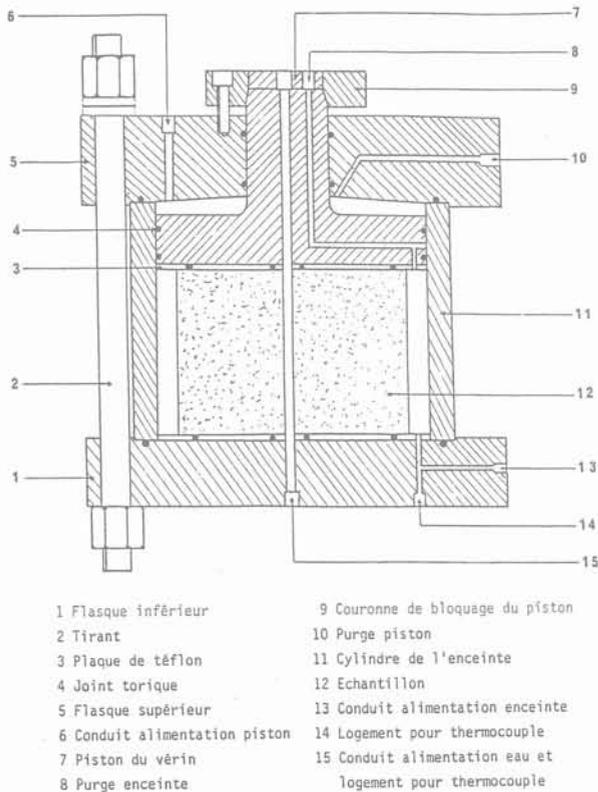


Fig. 5a. — Schéma de la cellule d'essais.
Fig. 5a. — Scheme of test cell.

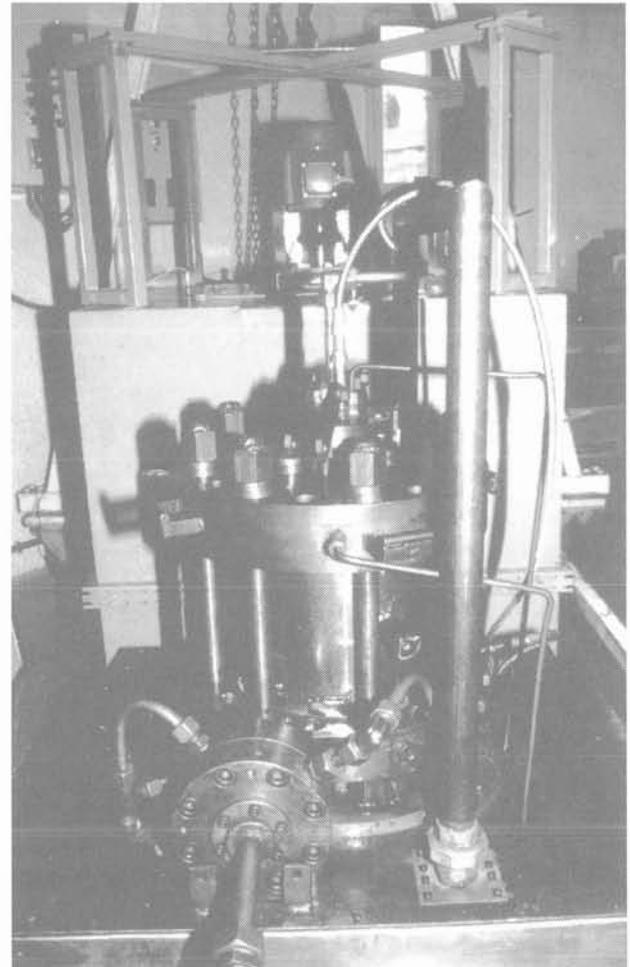


Fig. 5b — Vue d'ensemble de la cellule d'essais, du circulateur haute pression, de l'échangeur et de l'étuve.
Fig. 5b. — Overall view of test cell, high pressure pump, exchanger and heat chamber.

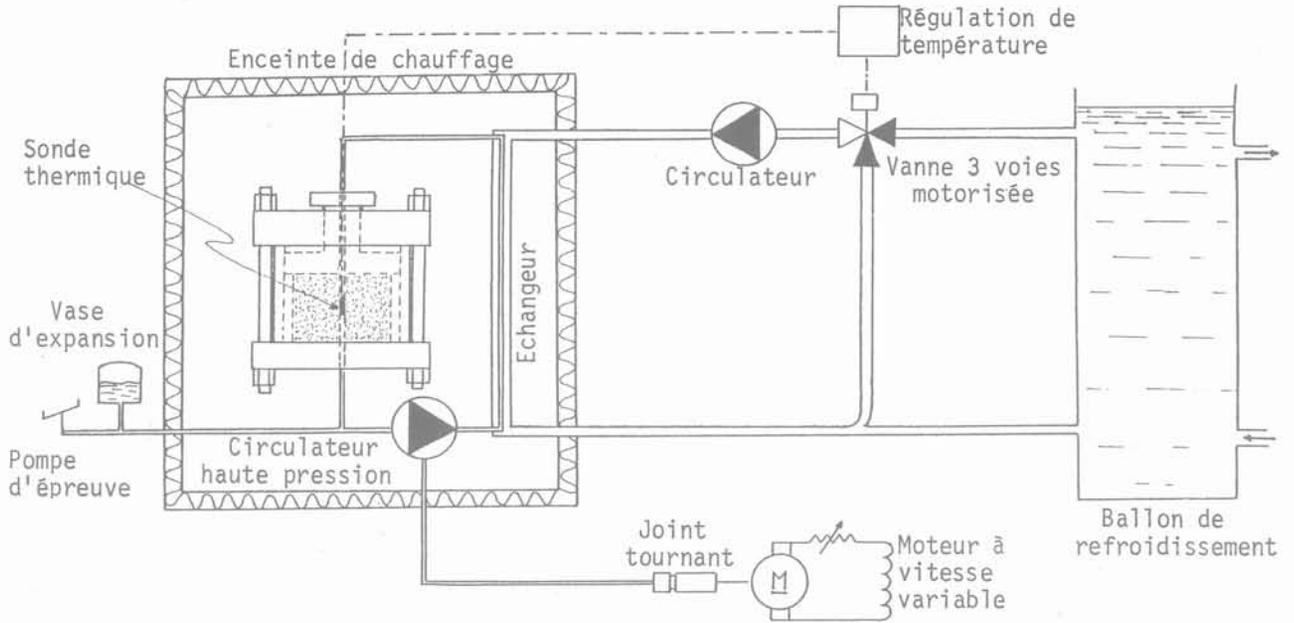


Fig. 6. — Schéma du banc d'essais.
Fig. 6. — Scheme of test apparatus.

échantillons de granite - granite de Lanhelin (Bretagne) - qui peuvent être considérés comme homogènes et isotropes et dont les caractéristiques thermo-mécaniques ont pour valeurs :

	Calcaire	Granite
Module d'Young	27,8 10 ³ MPa	69,9 10 ³ MPa
Coefficient de Poisson	0,24	0,32
Porosité	12-15 %	0,7-0,8 %
Perméabilité à l'eau	2,9 10 ⁻¹⁰ m/s	1,65 10 ⁻¹⁴ m/s
Masse volumique	2,305 g/cm ³	2,621 g/cm ³
Chaleur massique	0,88 J.g ⁻¹ .°C ⁻¹ à 70 °C 0,96 J.g ⁻¹ .°C ⁻¹ à 150 °C	0,80 J.g ⁻¹ .°C ⁻¹ à 70 °C 0,96 J.g ⁻¹ .°C ⁻¹ à 150 °C
Coefficient de dilatation linéaire	(0,0137 T + 5,55) 10 ⁻⁶ °C ⁻¹	idem
Conductivité thermique	2,35 W.m ⁻¹ .°C ⁻¹	3,29 W.m ⁻¹ .°C ⁻¹

Le mode opératoire est représenté sur la figure 7 dans l'espace des trois paramètres de chargement : pression de confinement (p_{oe}), température du fluide (T_{fe}) et pression du fluide (p_{fe}).

a. Etablissement des conditions initiales

— Etablissement de l'étreinte latérale p_{oe} et verticale σ_{ve} (Cette dernière contrainte doit être suffisante pour éviter la formation d'une fracture perpendiculaire au forage) ;

— mise en pression du forage sous une pression (p_{oe}) ;

— montée en température de l'ensemble jusqu'à T_{fe} = T_{re} compris entre 50 °C et 200 °C suivant les expériences.

b. Essai de rupture

Deux types d'essais de rupture ont été réalisés :

b1. Essais de fracturation hydraulique

A partir des conditions initiales, et en opérant à température constante T_{fe}, on augmente la pression de

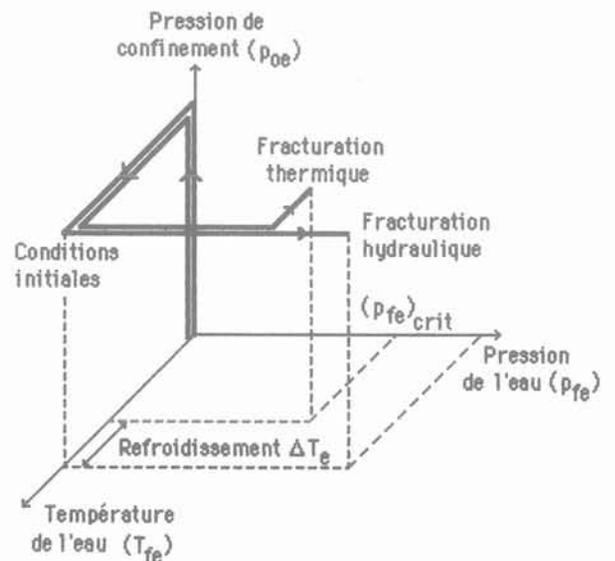


Fig. 7. — Cheminement du mode opératoire.
Fig. 7. — Operation sequence.

l'eau p_{fe} dans la fracture jusqu'à la rupture de la roche. Cet essai sert de référence et permet de déterminer la pression de claquage hydraulique isotherme $(p_{fe})_{crit}$.

Ces essais de fracturation hydraulique ont été effectués de deux façons, afin de rendre compte de l'influence de la pression interstitielle sur la rupture de la roche :

— *essai par « montée rapide » en pression* : le temps de montée en pression de l'eau dans la fracture n'excède pas 30s ;

— *essai par « montée en pression par paliers »* : la montée en pression de l'eau dans la fracture s'effectue par paliers d'amplitude 0,5 à 1,0 MPa appliqués pendant 5 mn, ordre de grandeur des temps de refroidissement avant rupture dans les essais de fracturation thermique.

b2. Essais de fracturation thermique

A partir des conditions initiales, sous une pression constante p_{fe} égale à un certain pourcentage de la pression $(p_{fe})_{crit}$ précédemment déterminée, on refroidit l'eau du forage suivant une loi donnée $T_{fe} = T_{re} - \Delta T_e th(t_e/\tau_e)$ et l'on note l'instant de la rupture t_e .

— Les températures initiales T_{re} sont de 70 °C, 120 °C, 150 °C et 185 °C ;

— les amplitudes maximales de refroidissement ΔT_e varient entre 10 °C et 70 °C ;

— les temps de relaxation τ_e sont faibles et varient entre 30 s et 130 s ; les refroidissements sont donc rapides et les temps de sollicitation t_e inférieurs à 5 minutes.

La rupture est atteinte quand on constate une chute brutale de p_{fe} .

3.2. Résultats

3.2.1. Essais de fracturation hydraulique

A. Paramètres de rupture $(P_e)_{critiques}$ au laboratoire

Les courbes (1) et (2) des figures 8 et 9 représentent, pour le calcaire et pour le granite, la variation de $(\Delta p_e)_{crit} = (p_{fe})_{crit} - p_{oe}$ qui conduit à la rupture par claquage purement hydraulique, et ceci à différentes températures T_{re} de la roche.

— Importance de l'environnement hydraulique

On constate que la pression de claquage hydraulique est beaucoup plus importante par « montée rapide » (courbes 1) que par « paliers » (courbes 2), l'eau n'ayant pas eu le temps d'envahir les pores. Ce résultat, bien connu [10, 15], a aussi été mis en évidence lors de l'étude sur la stabilité des parois d'un échangeur géothermique [3, 4, 6, 8]. On confirme ainsi, s'il en était besoin, que les conditions de mise en situation au plan hydraulique sont fondamentales.

— Importance de l'environnement thermique

Pour le calcaire étudié, la pression de claquage hydraulique $(p_{fe})_{crit}$ est indépendante de la température de la roche (entre 50 et 200 °C), les courbes (1) et (2) étant horizontales.

Pour le granite, $(p_{fe})_{crit}$ diminue avec la température de la roche ; la résistance du granite diminue lorsque la température augmente (entre 50 et 200 °C).

B. Champs locaux en bout de fissure

On peut chercher à transformer ces résultats en valeurs de ténacité. Cette transformation peut être considérée comme possible, pour les courbes (1), où le claquage hydraulique est effectué avec une montée rapide en pression de l'eau dans le forage, mais n'est vraiment plus licite dans le cas des courbes (2), où l'eau a eu le temps d'envahir les pores.

A titre d'illustration, les valeurs des ténacités correspondant à ces courbes (1), calculées par l'expression « monophasique » :

$$K_{Ie}^{FH} = \sqrt{\Pi(r_e + a_e)} \cdot [(p_{fe})_{crit} - p_{oe}]$$

sont données sur les courbes (1) des graphiques 10 (a et b), relatifs respectivement au calcaire et au granite.

C. Paramètres de rupture $(P_s)_{critiques}$ sur le site

La transposition sur le site peut s'effectuer uniquement dans des circonstances où la roche est supposée non envahie par l'eau. Ceci restreint le champ d'application des résultats de laboratoire, dans l'attente d'une interprétation biphasique.

3.2.2. Essais de fracturation thermique

A. Paramètres de rupture $(P_e)_{critiques}$ au laboratoire

Sur les figures 8 et 9, la frange hachurée entre les courbes (2) et (3) représente le domaine des $\Delta p_e = p_{fe} - p_{oe}$ pour lesquels on a obtenu fracturation thermique avant 5 minutes de refroidissement, dans les conditions de nos expériences. Pour des valeurs de Δp_e situées en dessous de la courbe (3), c'est-à-dire pour des pourcentages $p_{fe}/(p_{fe})_{crit}$ inférieurs à 70 %, on n'a pas obtenu de fracturation thermique. Cette frange de Δp_e , dans laquelle il peut y avoir rupture de la roche par fracturation thermique, est relativement étroite malgré des amplitudes de refroidissement déjà notables mais pourrait être plus large pour des refroidissements plus importants en forage.

Il convient de bien noter que les températures T_{re} portées en abscisse représentent les températures de la roche avant tout refroidissement. Cette représentation de l'espace des paramètres P_e est imparfaite, et doit être complétée par les paramètres de la loi de refroidissement.

B. Champs locaux en bout de fissure

La transposition de ces résultats sous forme de champs locaux en bout de fissure se heurte comme précédemment à l'influence des pressions d'eau. En effet, les expériences de refroidissement du fluide en forage ont été effectuées après avoir établi une pression d'eau non négligeable dans la roche. Aucune expérience thermique n'a été faite simultanément avec une montée en pression rapide.

De plus le calcul de facteurs d'intensité de contraintes thermo-mécaniques se heurte à une autre difficulté

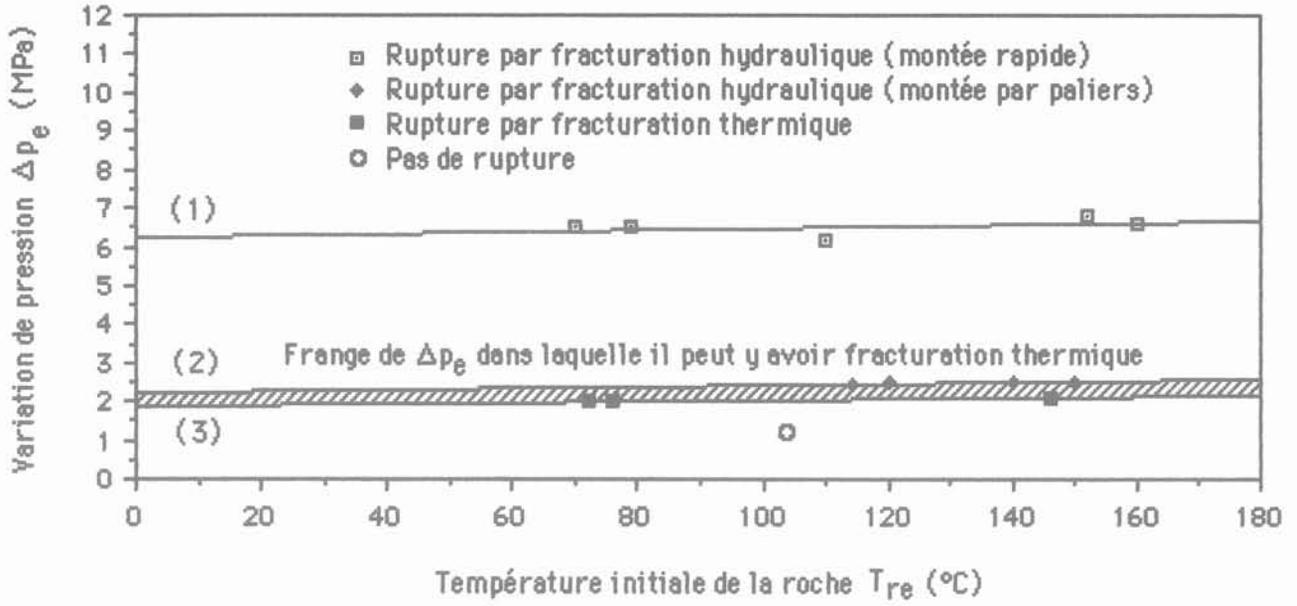


Fig. 8. — Essais sur calcaire. Variation de Δp_e en fonction de T_{re} .
 Fig. 8. — Test on limestone - Variation of Δp_e as function of T_{re} .

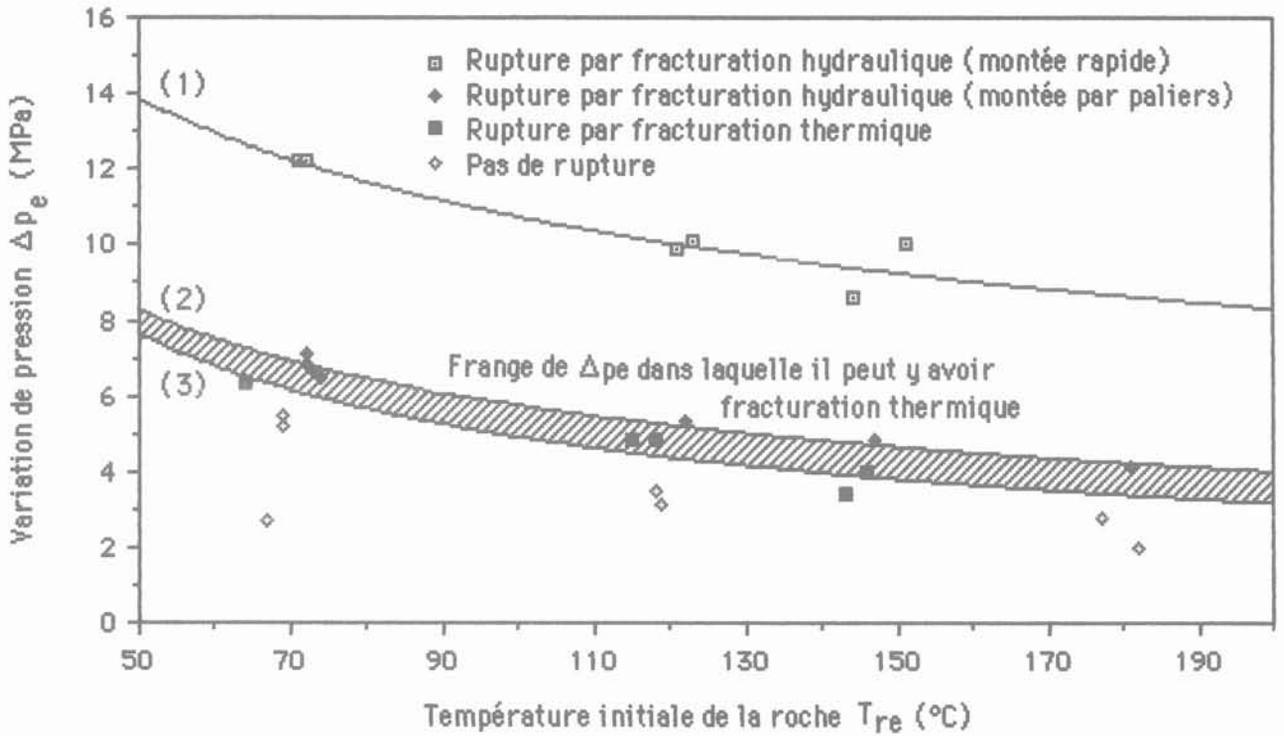


Fig. 9. — Essais sur granite. Variation de Δp_e en fonction de T_{re} .
 Fig. 9. — Test on granite - Variation of Δp_e as function of T_{re} .

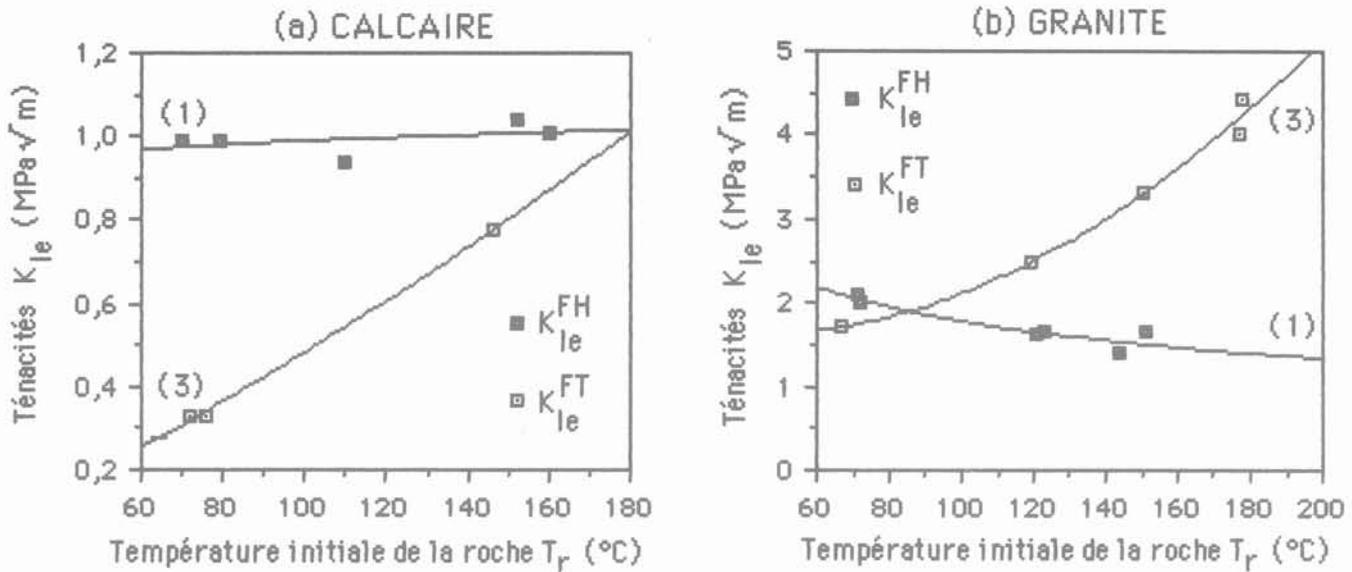


Fig. 10. — Ténacités K_{Ie} calculées en monophasique lors d'essais de fracturation hydraulique (FH) et thermique (FT).
 Fig. 10. — Tensile strength K_{Ie} calculated for monophasic conditions during hydraulic (FH) and thermal (FT) fracturing tests.

qui concerne la valeur à prendre en compte dans la mesure du refroidissement à l'extrémité de fissure. Des mesures très précises ont montré en effet que ces températures variaient très vite à la paroi de la fissure.

Toutes difficultés confondues, on a reporté également sur les graphiques 10 (a et b) les valeurs des ténacités obtenues lors de fracturations thermiques (courbes 3), calculées par l'expression « monophasique » suivante :

$$K_{Ie}^{FT} = \sqrt{\Pi(r_e + a_e)} \cdot (p_{fe} - p_{oe}) + g_e \left(\frac{r_e}{a_e}, \frac{R_e}{a_e}, \frac{t_e}{\tau_e}, \frac{\chi_e t_e}{a_e^2} \right) \sqrt{a_e} \cdot \alpha_e \cdot \Delta T_e \cdot \lambda_e$$

On note un manque évident de cohérence entre les courbes de fracturation hydraulique et de fracturation thermique qui peut s'expliquer, comme indiqué ci-dessus, par les limites d'une analyse monophasique du phénomène et par la sensibilité à la mesure de l'amplitude ΔT_e du refroidissement.

C. Paramètres de rupture (P_s) critiques sur le site

On conçoit dans ces conditions les difficultés pour parvenir à des enseignements sur les paramètres de rupture in situ. Sous ces réserves, la connaissance des valeurs $(K_I)_{crit}$ conduit à l'expression de la surface limite « monophasique » dans l'espace des paramètres (P_s), comme indiqué au paragraphe 2.3.3.

4. CONCLUSIONS

Les expériences de fracturation thermo-hydro-mécanique de roches pré-fissurées, conduites tant sur des échantillons de calcaire que de granite, ont con-

duit à l'obtention d'une banque importante de résultats de fracturation, qui fait intervenir un grand nombre de paramètres au laboratoire : caractéristiques géométriques, coefficients physiques, conditions thermo-hydro-mécaniques initiales ou au cours de l'évolution des températures au voisinage de l'extrémité des fissures.

Par rapport à des expériences classiques de fracturation en roches sèches isothermes, l'interprétation se complique pour plusieurs raisons :

- si l'on reste dans le domaine thermo-mécanique pur, quelque peu idéal, des roches sèches, les difficultés d'interprétation ne sont pas théoriques, puisque l'extension à un tel cas de la mécanique de la rupture est acquise. Mais l'interprétation devient délicate, au plan expérimental, vu la difficulté à donner un contenu précis à la mesure des températures au voisinage de l'extrémité de la fracture ;
- si l'on aborde le domaine de roches en présence d'eau, en situation hydro-mécanique, alors l'interprétation bute actuellement devant un mur théorique ;
- a fortiori il en est de même dans le cas général de sollicitations thermo-hydro-mécaniques.

Dans de telles situations complexes, pour transposer les résultats du laboratoire sur le site, deux voies sont alors envisageables :

- soit la voie directe de l'approche par mise en situation globale, praticable immédiatement, mais seulement dans certaines applications, par exemple pour des problèmes de tenue de forages, où les conditions en laboratoire simulent correctement la situation in situ ;
- soit la voie indirecte de mise en situation locale, dans le cadre de nouveaux développements théoriques en thermo-hydro-mécanique de la rupture, développements qui sont actuellement en cours.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a fait l'objet de contrats passés avec la Commission des Communautés Européennes que nous tenons à remercier.

Le CNRS a apporté une aide conjointe, dans le cadre de l'UA 04 859.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BARTHELEMY B. (1980), *Notions pratiques de mécanique de la rupture*. Edit. Eyrolles, Paris.
- [2] BATCHELOR A.S. (1983), *Hot Dry Rock reservoir stimulation in the UK: an extended summary*. 3rd Int. Seminar on the Results of European Communities, Geothermal Energy, Munich (nov. 29 - déc.1, 1983).
- [3] BERTHOMIEU G., JOUANNA P. (1983), *Wall stability of a deep geothermal reservoir under thermal actions*. 3rd Int. Seminar on the Results of European Communities, Geothermal Energy, Munich (nov. 29 - déc., 1983).
- [4] BERTHOMIEU G., JOUANNA P. (1984), *Stability of rock faces subjected to temperature change - Application to hot dry granite*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., vol. 21, n° 5, pp. 277-287.
- [5] BERTHOMIEU G., CHEISSOUX J.L., DABERT J.L., JOUANNA P. (1984), *Stress intensity factor K, under variable thermal conditions*. 3rd Int. Conf. Num. Meth. in Fracture, Swansea, pp. 481-494.
- [6] BERTHOMIEU G., JOUANNA P. (1985), *Stabilité d'un échangeur géothermique profond sous sollicitations thermiques*. Revue roumaine des sciences techniques, Mécanique appliquée, Tome 30, n° 1, pp.67-74.
- [7] BERTHOMIEU G., JOUANNA P. (1985), *Conditions de similitude en thermomécanique de la rupture*. 7^e Congrès Français de Mécanique, Bordeaux (2-6 sept 1985).
- [8] BERTHOMIEU G. (1987), *Fracturation thermique des roches - Application à la géothermie profonde*. Thèse d'Etat, U.S.T.L., Montpellier, 2 juillet 1987.
- [9] BUI H.D. (1978), *Mécanique de la rupture fragile*. Edit Masson, Paris.
- [10] CORNET F. (1978), *Application de la fracturation hydraulique à la mesure « in situ » des contraintes*. Mémoires du B.R.G.M., n° 91, Colloque Scientifique J. Goguel, pp. 173-185.
- [11] HENRY J.P. (1978), *Mécanique linéaire de la rupture appliquée à l'étude de la fissuration et de la fracture de roches calcaires*. Thèse d'Etat, U.S.T. Lille.
- [12] HOUPERT R., HOMAND-ETIENNE F. (1986), *Données récentes sur le comportement des roches en fonction de la température*. Ecole d'été de thermomécanique des roches, Alès (8-12 sept, 1986).
- [13] SHI G.C. (1973), *Handbook of stress intensity factors*. Inst. of fracture and solid mechanics, Lehigh University, Pennsylvania.
- [14] TAKAHASHI H., SHOJI T., ABE H. (1986), *Recent progress and future of « G project » at Tohoku Univ., Japan*. Rapport interne C.C.E.
- [15] ZOBACK M.D., RUMMEL F., JUNG R., RALEIGH C.B. (1977), *Laboratory hydraulic fracturing experiments in intact and prefractured rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., vol. 14, pp. 49-58.

étude numérique du tassement d'une fondation de grand diamètre sur argile surconsolidée

numerical study of the settlement of a large diameter foundation on overconsolidated clay

A. PECKER

Gérant, Géodynamique et Structure*

F. ROPERS

Ingénieur, Mécasol SA**

P. BOZETTO

EDF SEPTEN***

Rev. Franç. Géotech. n° 47, p.p. 17-28 (avril 1989)

Résumé

EDF a été confronté aux problèmes de prévision des tassements sous les ouvrages de centrales nucléaires. Pour apprécier la validité des méthodes usuelles de calcul (œdométrique et pressiométrique), appliquées au tassement d'une fondation de grand diamètre reposant sur une couche homogène d'argile surconsolidée, le SEPTEN a eu recours à la simulation numérique.

Le sol est modélisé par une loi élastoplastique dont les paramètres ont été déterminés à partir d'essais sur échantillons intacts d'argile du Gault. La simulation d'essais œdométriques et pressiométriques et leur comparaison aux essais réels ont validé la loi.

L'évaluation numérique du tassement d'une fondation rigide de grand diamètre a été comparée à l'estimation déduite d'essais œdométriques ou pressiométriques. L'étude a montré la fiabilité de la méthode œdométrique dans ce cas, sous réserve d'essais de bonne qualité. La méthode pressiométrique dépend fortement du coefficient α , qui devrait être légèrement supérieur à 1 dans le cas du matériau étudié, ce qui est en dehors des normes pressiométriques.

Abstract

EDF was faced with the problems of forecasting settlements under nuclear power plants. To ascertain the validity of the currently used methods (from oedometer tests and pressuremeter tests) of evaluating settlement of a large diameter foundation on an homogeneous layer of overconsolidated clay, SEPTEN has opted for numerical simulation.

An elastoplastic constitutive model was used for the soil. The model parameters were determined from tests performed on undisturbed samples of the Gault clay. Simulation of oedometer and pressuremeter tests compared to actual tests has validated the model.

The numerical evaluation of the settlement of a large diameter foundation was compared to that deduced from oedometer and pressuremeter tests. The study has shown the good reliability of the oedometric method, provided samples are of high quality. The pressuremeter test method has proved to be strongly dependent on the coefficient α , necessarily greater than 1 for the Gault clay.

* 6, rue Eugène-Oudiné, 75013 Paris

** 6, rue Eugène-Oudiné, 75013 Paris

*** 12-14, avenue Dutriévoz, 69628 Villeurbanne Cedex.

INTRODUCTION

A l'occasion de la construction des centrales nucléaires, EDF a été confronté aux problèmes de la prévision des tassements sous les ouvrages. En effet, les bâtiments des îlots nucléaires transmettent au sol des pressions comprises entre 0,25 et 0,50 MPa ; ces variations de charges entre bâtiments sont à l'origine de tassements différentiels dont il convient d'estimer l'amplitude avant construction, pour prévoir en conséquence les tuyauteries de liaison, les joints, etc.

Par ailleurs, les réfrigérants atmosphériques constituent des structures pour lesquelles les effets de tassements différentiels sont particulièrement préjudiciables.

La méthode de prévision des tassements la plus utilisée pour les ouvrages des sites nucléaires est basée sur l'interprétation des résultats d'essais œdométriques effectués sur les échantillons prélevés au cours de la campagne de reconnaissance.

Assez récemment, le pressiomètre a été utilisé en matière de prévisions de tassements, l'interprétation des essais *in situ* faisant appel aux formules empiriques classiques.

Les deux méthodes ont conduit à des estimations franchement divergentes sur certains sites sans qu'il soit possible de connaître précisément l'origine de ces divergences :

- remaniement des échantillons dits intacts ;
- représentativité de l'échantillon ou de l'essai *in situ* ;
- fiabilité des corrélations pour l'essai pressiométrique.

Face à cette situation, le SEPTEN a estimé que la simulation numérique du tassement d'une fondation de grand diamètre reposant sur un site idéal constitué d'argile fortement surconsolidée homogène pouvait permettre de juger de la validité des deux méthodes de calcul usuellement employées. Cette simulation numérique présente l'avantage, par rapport à une expérimentation en vraie grandeur d'être moins coûteuse et moins délicate d'interprétation et de s'affranchir du problème de remaniement des échantillons lors du prélèvement ; en contre-partie, elle exige la connaissance d'une loi de comportement réaliste pour le sol.

La démarche mise en œuvre pour cette étude est la suivante :

- détermination des paramètres de la loi de comportement de sol à partir d'essais réalisés sur des échantillons intacts ;
- validation de la loi de comportement par simulation numérique d'essais œdométriques et d'essais pressiométriques et comparaison aux essais réels ;
- évaluation numérique du tassement d'une fondation représentative d'un bâtiment réacteur reposant sur une épaisseur homogène de sol. Cette évaluation a été comparée à l'estimation qui aurait pu être faite à partir des essais pressiométriques et œdométriques obtenus par simulation numérique.

Dans la suite de l'article, on aborde successivement les points suivants :

- choix du matériau ;
- choix du modèle de comportement ;
- détermination des paramètres de la loi de comportement ;
- validation du modèle de comportement ;
- simulation numérique des essais œdométriques et pressiométriques ;
- évaluation numérique du tassement de la fondation.

1. CHOIX DU MATÉRIAU

Le matériau retenu pour l'étude est l'argile du Gault rencontrée sur le site de la centrale nucléaire de Penly. Ce matériau a été choisi car il a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance particulièrement soignée permettant l'obtention d'échantillons de très grande qualité.

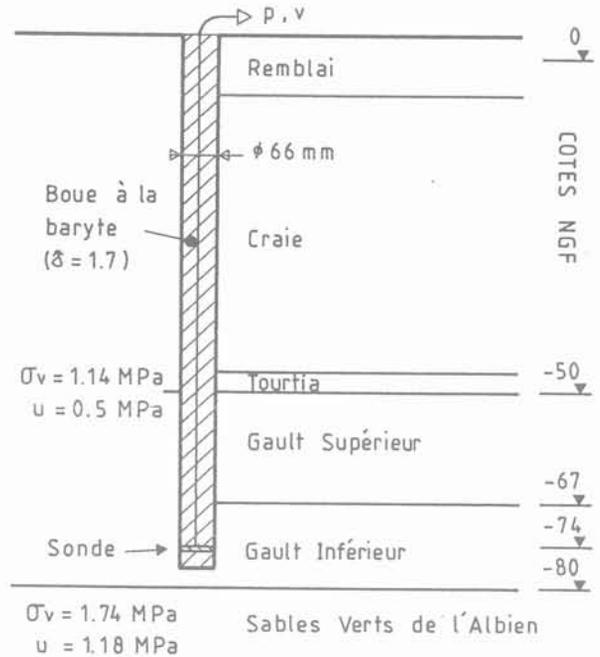


Fig. 1. — Site de Penly - Stratigraphie.

Fig. 1. — Penly site - Soil profile.

La coupe stratigraphique du site est donnée sur la figure 1. Le sol est constitué depuis la surface d'une couche de remblai surmontant la craie sur environ 45 m d'épaisseur. Sous la craie, on rencontre l'argile du Gault dans laquelle deux niveaux peuvent être distingués : le Gault dit supérieur, fortement carbonaté et fissuré et le Gault inférieur, plus homogène. L'argile du Gault surmonte la couche des sables verts de l'Albien qui sur le site de Penly, est le siège d'une nappe fortement artésienne (surpression par rapport au niveau hydrostatique de l'ordre de 0,4 MPa). La présence de cette nappe a nécessité la réalisation de forages avec une boue à la baryte de densité 1,7. Les échantillons du Gault inférieur ont été prélevés à l'aide

d'un double carottier, remontés à la surface, sortis de leur enveloppe, grattés pour enlever le cake de boue, paraffinés et immédiatement acheminés au laboratoire. Les éprouvettes destinées à la réalisation des essais ont été très soigneusement taillées à la main dans les carottes de diamètre 86 mm.

D'un point de vue géotechnique, l'argile du Gault inférieur du site de Penly est une argile plastique (indice de plasticité de 40 %), fortement surconsolidée. Pour ce matériau, le coefficient K_0 de poussée des terres au repos a été estimé à 1,3. La teneur en carbonate de l'argile est faible (< 10 %). Les caractéristiques de cisaillement intergranulaire du matériau sont $\phi' = 25^\circ$, $C' = 0,2$ MPa.

2. MODÈLE DE COMPORTEMENT

Le sol est caractérisé par une loi de comportement définie en contraintes effectives, de type élastoplastique avec écrouissage cinématique, utilisant le concept de surfaces de charge multiples. Cette loi a été développée par J.-H. PREVOST [7]. L'eau interstitielle est considérée comme un fluide parfait. Le couplage entre le squelette du sol et l'eau interstitielle est introduit par l'intermédiaire d'une loi de conservation qui, dans les cas les plus simples, se réduit à la loi de Darcy. Seules les caractéristiques générales de la loi de comportement seront rappelées ci-après. Les équations générales sont détaillées dans la référence précitée.

2.1. Domaine élastique

L'élasticité est supposée isotrope. Toute l'anisotropie de comportement est supposée reflétée par la plasticité. Les modules élastiques volumétrique et de cisaillement, B et G, dépendent de la contrainte moyenne effective p suivant la relation :

$$\frac{B}{B1} = \frac{G}{G1} = \left[\frac{p}{p1} \right]^n \tag{2.1}$$

B1 et G1 sont les modules mesurés pour la contrainte de référence p_1 , n est un paramètre déterminé expérimentalement à l'aide d'un essai de colonne résonante par exemple.

2.2. Surfaces de charge

Le concept de surfaces de charge multiples, incluses les unes dans les autres, est utilisé afin de pouvoir linéariser par segments la courbe effort-déformation. A chacune de ces surfaces, est associé un module plastique constant mais dépendant de l'état de contraintes p suivant une relation analogue à celle donnée par l'équation 1. Les surfaces de charge sont de type Drucker-Prager. Dans l'espace des contraintes principales, ces surfaces correspondent à des cônes dont le sommet A est situé sur l'axe hydrostatique à une distance $C' \cotg \phi'$ de l'origine (fig. 2). La trace de la surface de charge dans un plan déviatorique π

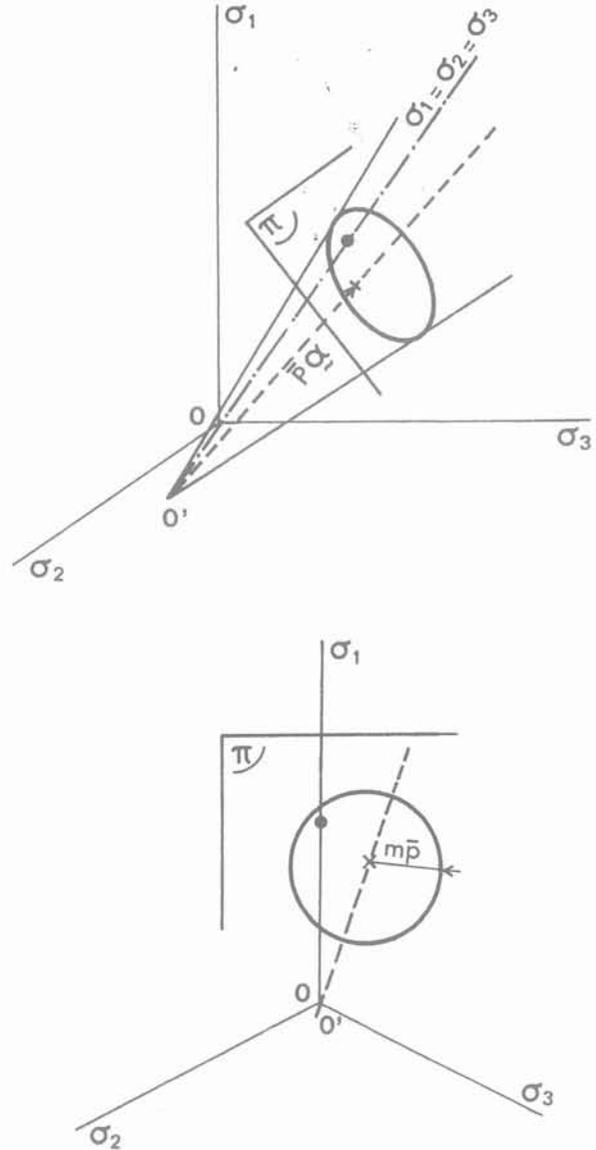


Fig. 2. — Surface de charge dans l'espace des contraintes effectives principales.

Fig. 2. — Yield surface in the principle effective stress space.

($p =$ constante) est un cercle dont le centre est translaté du vecteur $p\alpha$ par rapport à l'intersection de l'axe hydrostatique avec ce plan (α représente un tenseur d'anisotropie du matériau). Si l'axe du cône représentant la surface de charge coïncide avec l'axe hydrostatique ($\alpha = 0$), le matériau est isotrope. Les positions initiales et les tailles des surfaces de charge reflètent l'histoire des sollicitations antérieures du matériau. L'équation d'une surface de charge est donnée par :

$$f(s) = \frac{3}{2} (s - \bar{p}\alpha) : (s - \bar{p}\alpha) - m^2 \bar{p}^2 \tag{2.2}$$

s représente le tenseur des contraintes déviatoriques,

$$\bar{p} = p + C' \cotg \phi'$$

$m \bar{p}$ représente la taille de la surface de charge dans le plan déviatorique.

2.3. Loi d'écoulement plastique

A chaque surface de charge, est associée une loi d'écoulement plastique. Cependant, la déformation déviatorique est associée, autrement dit le vecteur vitesse de déformation déviatorique est normal à la surface de charge ; la déformation volumique est non associée. Cette non-associativité permet de refléter le comportement initialement contractant puis ultérieurement dilatant des sols lors des essais de cisaillement. La loi de comportement intègre ainsi la notion de seuil caractéristique défini par LUONG [6].

2.4. Loi d'écrouissage

L'écrouissage adopté est de type cinématique et purement déviatorique.

Pour permettre l'ajustement de la loi d'écrouissage à n'importe quel type de données expérimentales, on utilise le concept de surfaces de charge multiples incluses les unes dans les autres. Lors de l'écoulement plastique, le point M représentatif de l'état de contrainte entraîne successivement les différentes surfaces de charge qu'il rencontre. Lorsqu'il atteint la surface f_i , toutes les surfaces intérieures (f_{i-1}, \dots, f_1) ont été translattées et sont tangentes entre elles et à f_i au point M (fig. 3). Lorsque le point M est situé sur la surface f_i , toutes les surfaces intérieures sont inactives et seuls les paramètres de déformation plastique de la surface f_i sont pris en compte. Si le point M quitte la surface f_i et se déplace à l'intérieur de celle-ci, le comportement du sol sera de nouveau élastique jusqu'à ce qu'il rencontre de nouveau la surface f_1 .

2.5. Détermination des paramètres de la loi de comportement

La loi de comportement décrite précédemment comporte :

- trois paramètres de définition du comportement élastique :
 - G module de cisaillement
 - B module de déformation volumique
 - n exposant décrivant la dépendance des modules élastiques et plastiques sur l'état de contrainte (équation 2.1) ;
- six paramètres plastiques par surface de charge :
 - α paramètre de position de la surface de charge
 - m paramètre de taille de la surface de charge
 - H'_c module plastique en compression
 - H'_e module plastique en extension
 - $\bar{\eta}_c, \bar{\eta}_e$ paramètres de définition du seuil caractéristique en compression et en extension.

En toute théorie, la détermination de l'ensemble des paramètres définissant le modèle de comportement peut s'effectuer à partir de deux essais triaxiaux drainés, l'un correspondant à un chargement en compression, l'autre à un chargement en extension. Le nombre de surfaces de charge retenu est fonction du degré d'approximation linéaire des courbes effort-déformation. Plus ce nombre est élevé, meilleure est l'approximation ; dans l'étude présente, on a retenu cinq surfaces de charge.

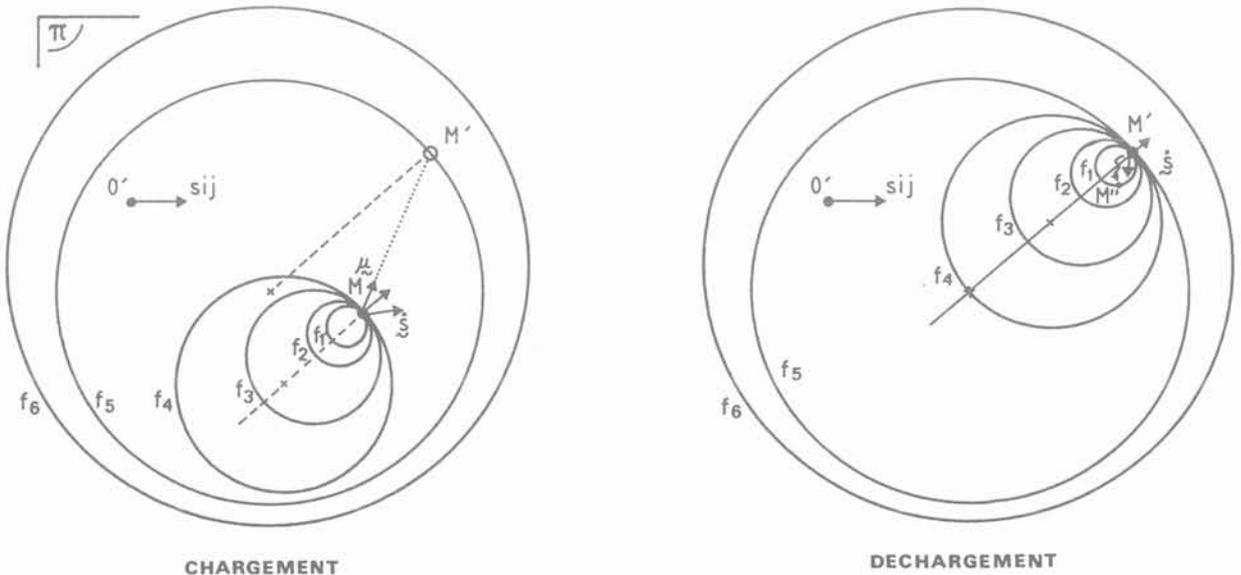


Fig. 3. — Ecrouissage cinématique du modèle à surfaces multiples.
 Fig. 3. — Kinematic hardening of the multiple yield surface model.

3. PARAMÈTRES DE LA LOI DE COMPORTEMENT POUR L'ARGILE DU GAULT INFÉRIEUR

L'argile retenue pour la simulation (Gault inférieur de Penly) est fortement surconsolidée (OCR = 7) et présente in situ un état de contraintes effectives homogène sur une forte épaisseur, du fait du gradient hydraulique ascendant créé par la présence de la nappe artésienne. In situ, les contraintes sont estimées à :

- contrainte verticale effective $\sigma'_z = 0,7$ MPa
- contrainte horizontale effective $\sigma'_x = \sigma'_y = 0,95$ MPa.

Les essais triaxiaux de laboratoire ayant servi à la détermination des paramètres du modèle ont été réalisés sur des éprouvettes consolidées anisotropiquement sous l'état de contraintes défini précédemment. Usuellement, la détermination des paramètres du modèle s'effectue à partir d'essais triaxiaux consolidés drainés. Cependant, compte tenu de la faible perméabilité des éprouvettes ($K = 10^{-12}$ m/s), il est probable que les essais drainés, bien qu'effectués à une vitesse d'écrasement de $1 \mu\text{m}/\text{mn}$, ne permettaient pas une dissipation totale de la pression interstitielle, faussant ainsi les variations de volume mesurées. Il a donc été décidé d'ajuster les paramètres de la loi de comportement à partir d'essais triaxiaux consolidés non drainés. Les paramètres obtenus sont les suivants :

- module de cisaillement $G = 73$ MPa pour une pression de référence $p_1 = 0,87$ MPa, correspon-

dant à la contrainte moyenne effective de consolidation ;

- module de compressibilité volumétrique $B = 30$ MPa pour une contrainte effective moyenne de consolidation $p_1 = 0,87$ MPa ;

- exposant $n = 0,53$ déterminé à partir d'essais à la colonne résonante ;

- les paramètres plastiques associés à chaque surface de charges sont donnés dans le tableau 1.

Les courbes effort-déformation obtenues sur l'argile du Gault inférieur présentant une grande portion linéaire, seules cinq surfaces de charges ont été retenues. Par ailleurs, il n'a pas été jugé nécessaire de retenir des valeurs du coefficient $\bar{\eta}$ différentes pour chaque surface de charge. Une valeur unique a été retenue pour l'ensemble des cinq surfaces de charge :

$$\bar{\eta}_e = -0,1 ; \bar{\eta}_c = 0,75.$$

Tableau 1. Paramètres des surfaces de charges
Table 1. Load surfaces parameters

surface	α	n	$\frac{H'_c}{p_1}$	$\frac{H'_e}{p_1}$
1	- 0,165	0,037	1 781	2 501
2	- 0,190	0,127	92	433
3	- 0,076	0,407	30	30
4	- 0,296	0,704	26	37
5	- 0,125	0,855	0	0

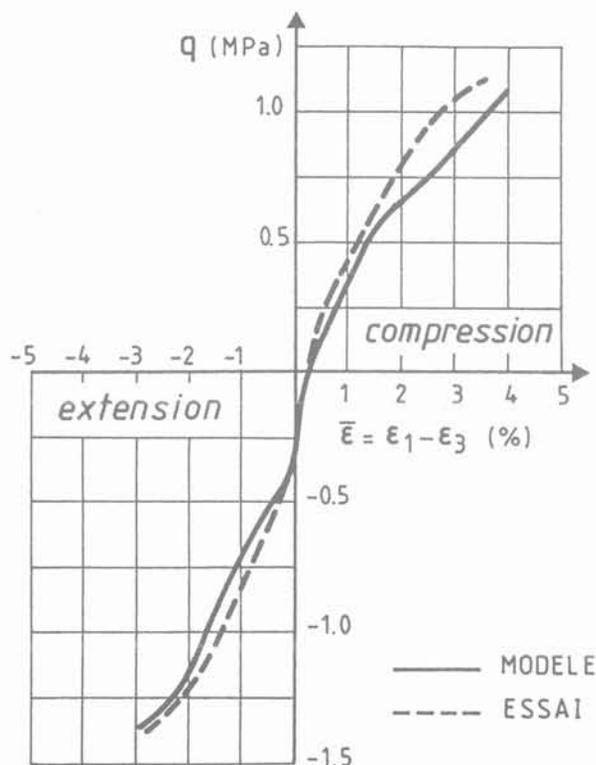


Fig. 4a. — Gault inférieur - Essais triaxiaux non drainés - Calage du modèle.

Fig. 4a. — Lower Gault - undrained triaxial tests. Determination of the model parameters.

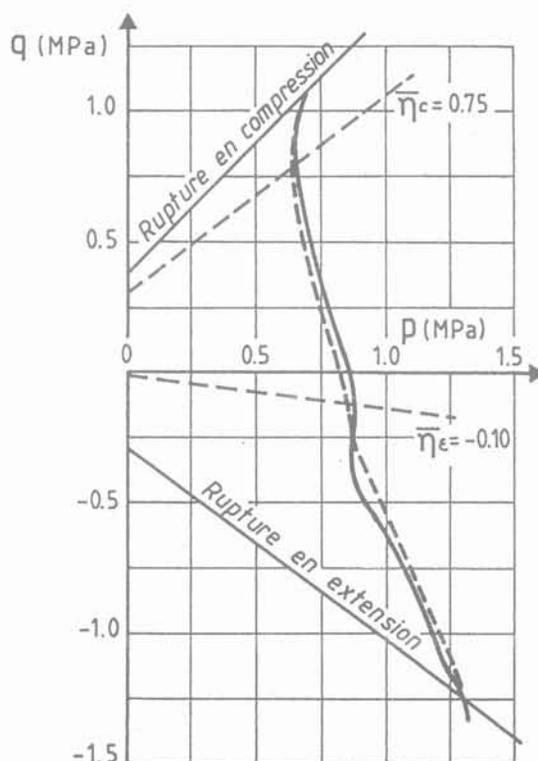


Fig. 4b. — Gault inférieur - Essais triaxiaux non drainés - Calage du modèle.

Fig. 4b. — Lower Gault - undrained triaxial tests - Comparison between model prediction and tests results.

La dernière surface de charge (n° 5) joue le rôle d'une surface de rupture. En conséquence, ses modules de déformation plastique en compression et en extension sont nuls.

Les figures 4a et 4b présentent les résultats du calage du modèle de comportement en terme de courbe effort-déformation (figure 4a) et chemin de contrainte effective dans le plan p (contrainte moyenne) q (déviateur) (figure 4b).

La simulation de l'essai triaxial consolidé drainé correspondant à la même éprouvette est comparée sur la figure 5 aux résultats expérimentaux obtenus. La figure 5a montre que la courbe effort-déformation est correctement approchée, par contre, les variations de volume estimées par le modèle sont beaucoup plus importantes que celles obtenues lors de l'essai (fig. 5b). Ce point a été discuté précédemment.

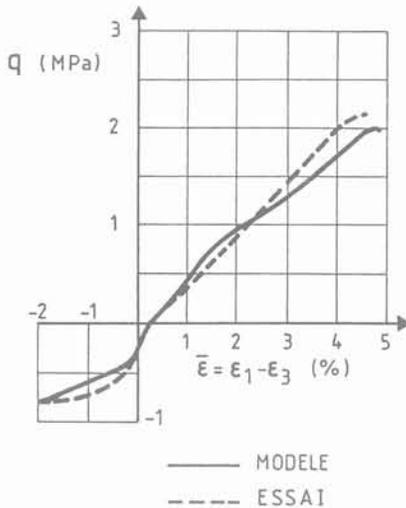


Fig. 5a. — Lower Gault - drained triaxial tests - Comparison between model prediction and tests results.

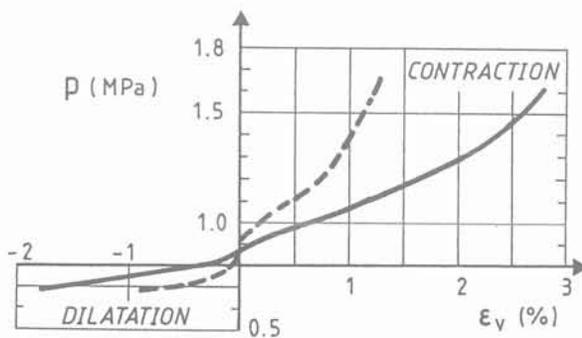


Fig. 5b. — Lower Gault - drained triaxial tests - Comparison between model prediction and tests results.

4. VALIDATION DU MODÈLE DE COMPORTEMENT

Avec le jeu de paramètres défini au paragraphe précédent, il est possible de simuler d'autres types d'essais de laboratoire ou in situ correspondant à des états et des trajets de contrainte différents de ceux de l'essai ayant servi à la détermination des paramètres du modèle.

4.1. Essais triaxiaux

Deux autres séries d'essais triaxiaux consolidés non drainés, réalisées sous des états de contraintes différents ($\sigma_1 = 0,37$ MPa, $\sigma_3 = 0,50$ MPa et $\sigma_1 = 1,1$ MPa, $\sigma_3 = 1,5$ MPa), ont été simulées numériquement. La comparaison avec les données expérimentales est présentée sur la figure 6. On constate une très bonne concordance entre simulation et expérience, y compris pour les trajets de contrainte effective dans le plan p-q.

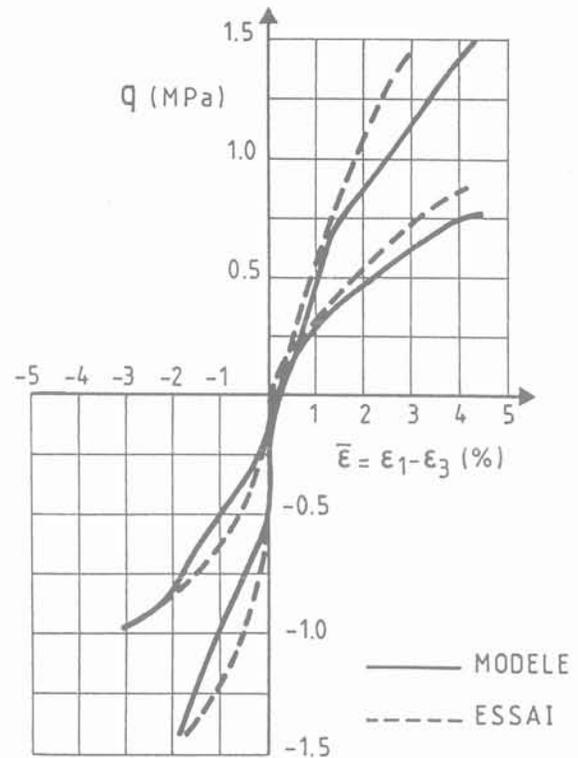


Fig. 6a. — Lower Gault - Undrained triaxial tests - Comparison between model prediction and tests results.

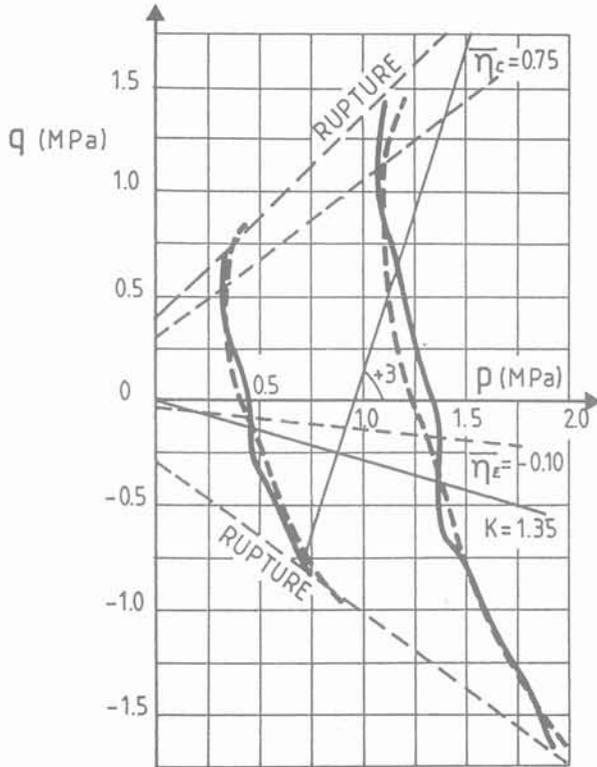


Fig. 6b. — Gault inférieur. Essais triaxiaux non drainés.
Fig. 6b. — Lower Gault - Undrained triaxial tests.

4.2. Essais œdométriques

La simulation de la mise en place dans l'œdomètre a été faite en supposant que l'échantillon s'est détendu, lors du prélèvement, en condition non drainée ; l'eau interstitielle est supposée parfaitement désaérée et présente un module de compressibilité volumique de 2 000 MPa. Le prélèvement de l'échantillon a pour effet d'annuler les contraintes totales appliquées in situ créant de ce fait, une pression interstitielle négative $u = -0,82$ MPa. Le matériau se trouve en fin de prélèvement dans un état de contrainte effective isotrope ($q = 0, p' = 0,82$ MPa). A partir de cet état, l'essai œdométrique proprement dit est simulé en appliquant à l'échantillon, en condition drainée, un accroissement de contrainte verticale σ_1 , en maintenant la déformation radiale nulle.

La comparaison entre la courbe calculée et la courbe œdométrique mesurée est donnée sur la figure 7. Elle fait apparaître un décalage entre les deux courbes. Ce décalage peut s'expliquer par la formation de bulles d'air causée par la détente de l'échantillon en cours de prélèvement ; cet air est dissous dans l'eau interstitielle (2 % en volume suivant la loi de Henry), le nombre de moles d'air dissoutes étant proportionnel à la pression absolue du fluide interstitiel. Lors de la détente, le fluide interstitiel devient biphasique (liquide + gaz) et se comporte comme un fluide à module variable. La pression interstitielle négative de l'eau sera d'autant moins importante en valeur absolue que le laps de temps écoulé entre le prélèvement et l'application de la charge œdométrique aura été long. L'état de contrainte initial étant isotrope, on peut supposer

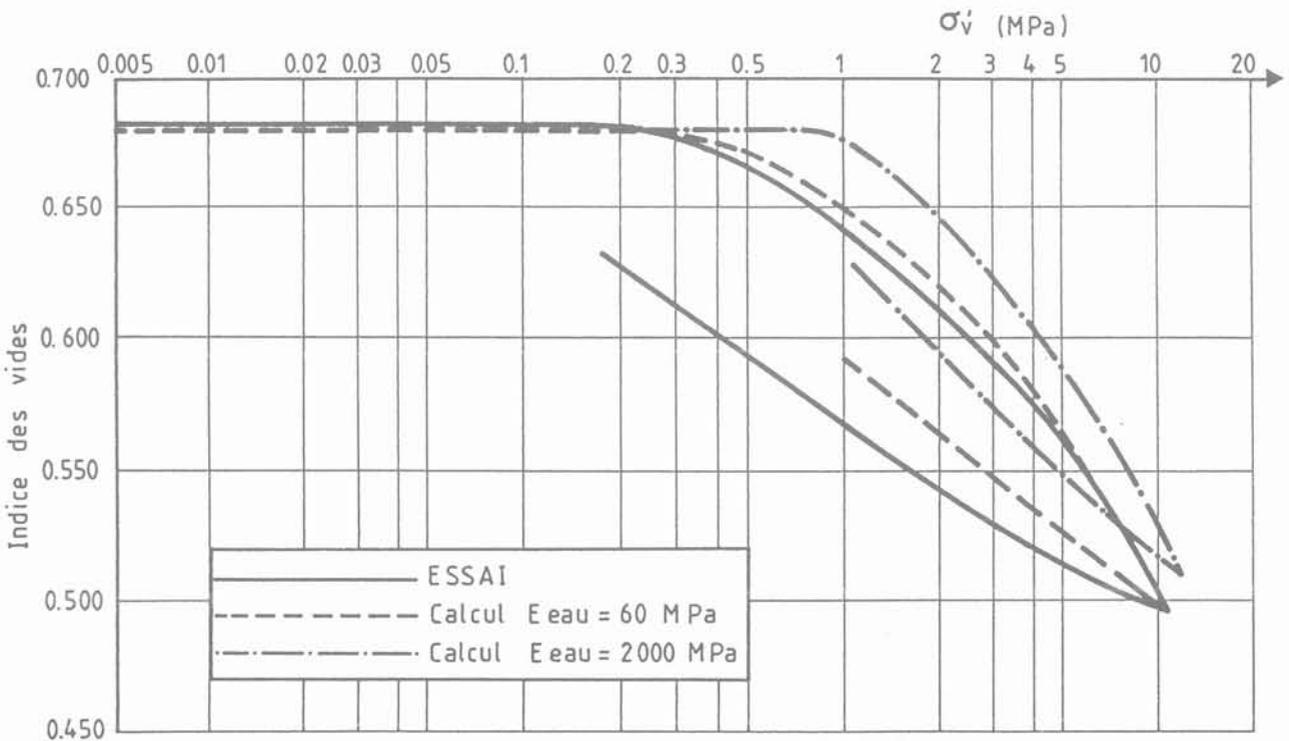


Fig. 7. — Gault inférieur. Essai œdométrique.
Fig. 7. — Lower Gault - Compressibility tests - Comparison between model prediction and tests results.

que la contrainte effective moyenne est de 0,3 MPa au vu de la courbe expérimentale. Cet état de contrainte est obtenu lors de la simulation du prélèvement en attribuant au fluide interstitiel un module de 60 MPa. La dilatation théorique de l'échantillon due à l'apparition d'air libre est alors de 10^{-2} . L'essai œdométrique calculé à partir de cet état de contrainte ($u = -0,3$ MPa) est représenté sur la figure 7. La concordance avec la courbe expérimentale est très bonne, aussi bien en charge qu'en décharge.

4.3. Essais pressiométriques

Sur le site de Penly, 18 essais pressiométriques standards et cycliques ont été réalisés. On se référera dans la suite à l'essai réalisé à la cote - 74 NGF correspondant à la cote de prélèvement des échantillons ayant servi au calage du modèle de comportement. Pour tous les essais pressiométriques réalisés à Penly, la procédure de réalisation de l'essai diffère de la procédure habituelle et est rappelée ci-dessous.

Le forage, exécuté au taillant avec injection, à un diamètre de 66 mm dans l'argile du Gault. La boue de forage est lestée à la baryte et a pour densité 1,7, ceci afin de limiter les déformations radiales du trou et d'équilibrer la pression de la nappe artésienne des sables verts de l'Albien. Pour réduire l'intervalle de temps séparant la perforation de l'exécution des essais pressiométriques, le forage est effectué par passes de 2 m. Chaque passe comporte la réalisation d'un essai

standard (chargement monotone) et d'un essai cyclique. Pour l'essai standard, le milieu de la sonde est positionné à 0,50 m du fond de trou. Au-dessus de la sonde, le train de tiges creuses \varnothing 63 mm limite la convergence du diamètre du forage de 66 à 63 mm. La sonde pressiométrique de type AX a un diamètre $\varnothing = 44$ mm et une longueur de 0,60 m ; elle est protégée par un tube fendu de diamètre $\varnothing = 63$ mm. La cellule de mesure a une hauteur de 0,36 m et un volume au repos de 535 cm^3 . Les cellules de garde ont une hauteur de 0,12 m. L'essai pressiométrique est conduit par incrément de pression de 0,5 MPa, chaque palier étant maintenu une minute, exception faite pour le premier palier maintenu 5 mm. La courbe expérimentale $v = f(p)$ a été tracée en tenant compte des corrections dues à l'inertie de la sonde, à la dilatation des circuits hydrauliques, et à la pression de la colonne d'eau alimentant la sonde. Elle est donnée sur la figure 8.

L'essai pressiométrique a été simulé par un calcul en éléments finis, prenant en compte la présence de l'eau interstitielle (milieu poreux biphasique). La perméabilité in situ du Gault inférieur est estimée à 10^{-9} m/s et le module de l'eau est pris égal à 2 000 MPa. Le choix de la valeur de la perméabilité, différente de celle mesurée sur éprouvette (10^{-12} m/s), résulte de l'interprétation des déformations de la galerie de rejet de la centrale de Penly. Cette valeur rend compte de la perméabilité en grand de l'argile du Gault inférieur. La porosité de la couche d'argile est prise égale à 0,37 et la densité des grains est de 2,71.

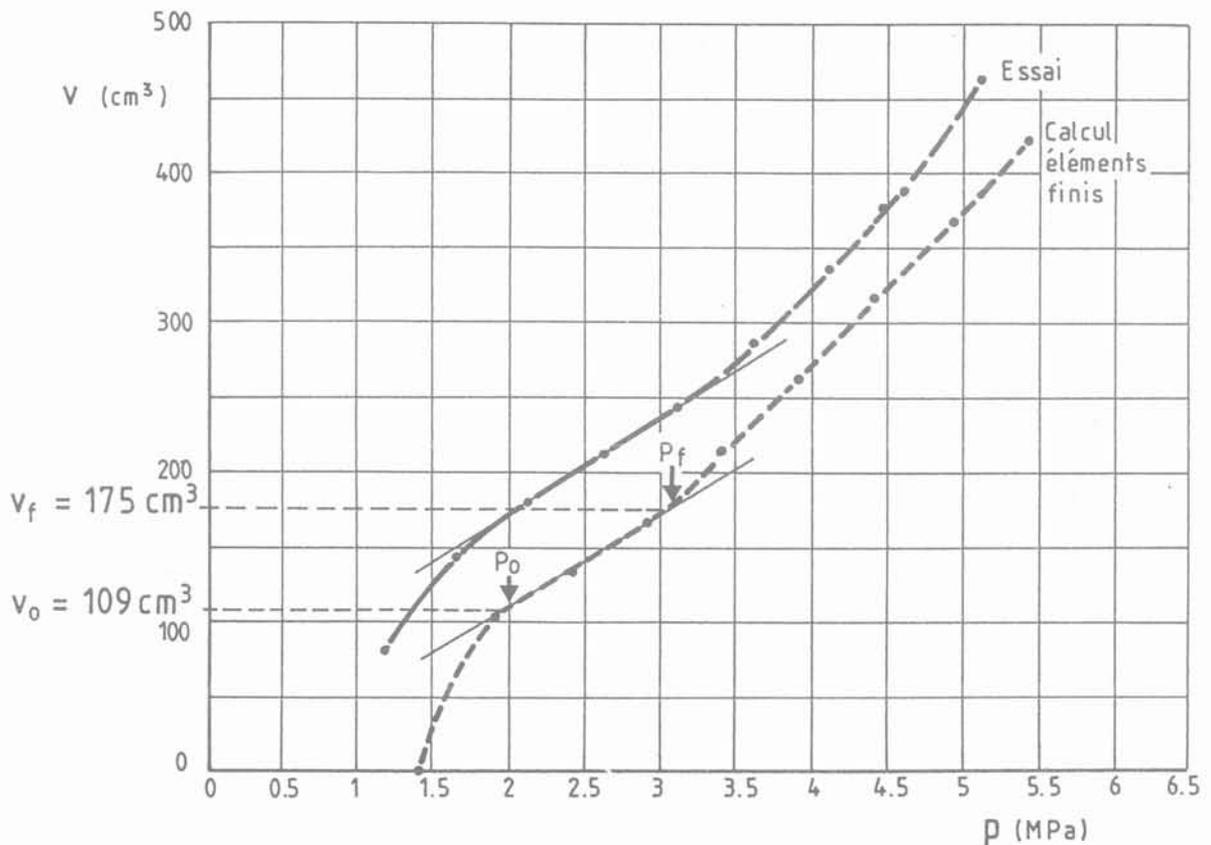


Fig. 8. — Essai pressiométrique réalisé à Penly -
Cote : - 74 NGF.

Fig. 8. — Pressuremeter test at Penly - elevation : - 74 NGF.

Les étapes de calcul numérique sont les suivantes :

- initialisation des contraintes effectives
 $\sigma'_v = 0,6$ MPa,
 $\sigma'_h = 0,8$ MPa ;
- simulation de la passe de forage par diminution des contraintes appliquées sur la paroi depuis la valeur initiale jusqu'à une valeur représentant la pression créée par la colonne de boue (1,33 MPa). Cette étape est effectuée en 15 mn ;
- maintien du forage dans son état actuel pendant 60 mn (temps nécessaire pour remonter le taillant et installer la sonde pressiométrique) ;
- application des pressions exercées par la sonde dans la cellule de mesure et les cellules de garde (incrément de 0,5 MPa par palier de 1 mn, sauf le premier palier maintenu pendant 5 mn).

La courbe (p, v) obtenue par le calcul est représentée sur la figure 8. De cette courbe, on déduit les paramètres suivants :

- état initial $p_o = 1,98$ MPa, $v_o = 109$ cm³
- fin de la phase pseudo-élastique $p_f = 3,08$ MPa, $v_f = 175$ cm³
- module pressiométrique $E_m = 30$ MPa

La pression limite p_l a été estimée par différentes méthodes (Van Wambeke et Henricourt, méthode LCPC), elle varie entre 7,3 MPa et 10,6 MPa.

La comparaison entre la courbe calculée et la courbe expérimentale montre la similitude existant entre les deux. Elles se déduisent l'une de l'autre par une translation de volume d'environ 50 cm³. Cette valeur est de l'ordre de grandeur de l'erreur commise en évaluant le contact tube-sonde. En se référant aux cotes fournies, la sonde au repos a un diamètre de 44 mm et le tube fendu un diamètre de 49 mm. La mise au contact sonde-tube nécessiterait une dilatation de la sonde de 132 cm³ alors que les étalonnages ont conduit à une dilatation de 115 cm³. Ce décalage de courbe, quelle qu'en soit l'origine n'a aucune influence sur l'interprétation de l'essai. Le tableau 2 présente la comparaison, pour chacun des paramètres déduits de l'essai pressiométrique, des valeurs calculées à l'aide du modèle numérique et des valeurs effectivement mesurées. La dernière colonne donne pour l'ensemble des essais réalisés dans l'argile du Gault inférieur à Penly, la moyenne des valeurs mesurées.

Tableau 2. Paramètres des essais pressiométriques
Table 2. Pressuremeter tests parameters

	Valeur calculée à la cote — 74 NGF	Essais à la cote — 74 NGF	Moyenne déduite des mesures
E_m (MPa)	30	31	33
p_o (MPa)	2,0	2,0	1,6
p_f (MPa)	3,0	3,2	2,9
p_l^* (MPa)	10,6	8,9	7,7
p_l^{**} (MPa)	7,3	6,5	6,2

* Méthode LCPC

** Méthode Van Wambeke et Henricourt

5. ÉVALUATION DU TASSEMENT D'UN RÉACTEUR NUCLÉAIRE FONDÉ SUR UNE COUCHE HOMOGENÈ D'ARGILE DU GAULT INFÉRIEUR

La fondation circulaire choisie est une plaque rigide de rayon 25 m surmontant une couche d'argile homogène d'épaisseur 50 m. Le tassement de cette fondation a été évalué :

- à partir de l'interprétation classique d'essais œdométriques et pressiométriques simulés numériquement ;
- par un calcul numérique en éléments finis.

5.1. Evaluation à partir des essais

5.1.1. Essais œdométriques

L'évaluation des tassements par la méthode œdométrique suppose que l'on dispose d'un certain nombre d'essais effectués sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs sous la fondation. La simulation numérique de ces essais a été effectuée de façon identique à celle décrite au paragraphe 4. L'eau interstitielle a été supposée désaérée avec un module $B = 2\ 000$ MPa. Les essais simulés aux profondeurs de 5 m, 10 m, 20 m et 30 m sous la fondation sont donnés sur la figure 9.

Le tassement a été évalué par la méthode œdométrique en discrétisant la couche de fondation en un certain nombre de sous-couches et en calculant la

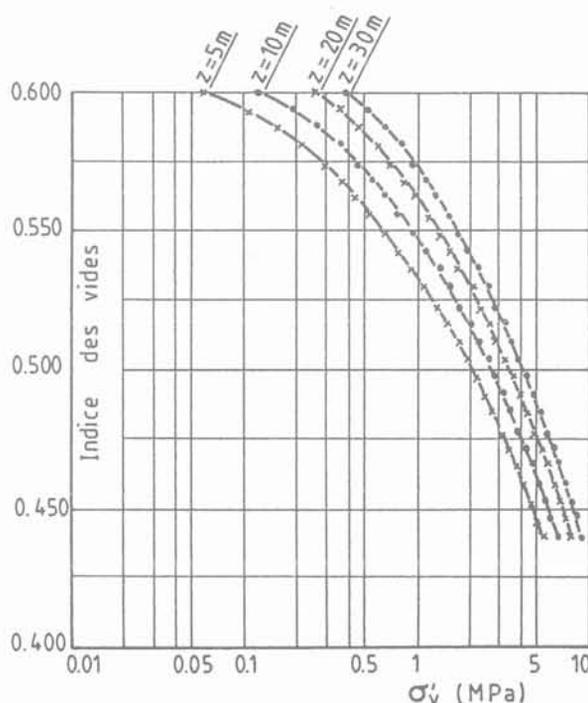


Fig. 9. — Œdomètres sous la fondation - Calcul numérique.
Fig. 9. — Compressibility tests under the foundation - numerical calculation.

répartition des contraintes verticales dans l'axe de la fondation par les formules de Boussinesq. La courbe de tassement en fonction de la charge appliquée à la fondation, est donnée sur la figure 13.

5.1.2. Essais pressiométriques

Trois essais pressiométriques ont été simulés aux profondeurs de 10 m, 20 m et 30 m sous la fondation. Le résultat de ces simulations est donné sur la figure 10. La simulation a été faite en supposant une procédure standard de réalisation de l'essai pressiométrique. Le forage de diamètre 66 mm est réalisé en une seule passe avec une boue de forage de densité 1,2. Les essais pressiométriques sont réalisés 24 heures après la fin de foration. Les paliers de charge sont de 1 mn et la pression dans les cellules de garde est inférieure de 0,1 MPa à celle dans la cellule de mesure.

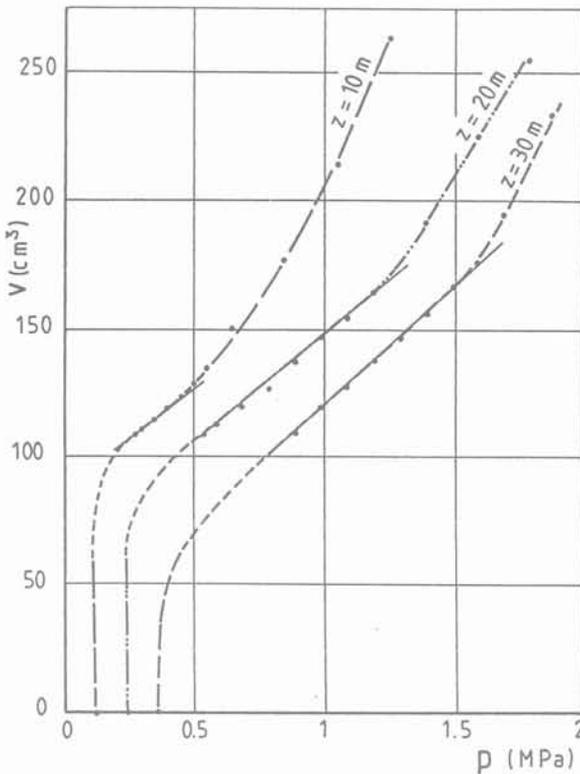


Fig. 10. — Pressiomètres sous la fondation - Calcul numérique.
Fig. 10. — Pressuremeter tests under the foundation - numerical calculation.

Le module pressiométrique déduit des essais simulés numériquement varie de 19 MPa à 30 m de profondeur à 21 MPa à 10 m de profondeur.

Un essai pressiométrique cyclique a également été simulé à la profondeur de 20 m. Son résultat est donné sur la figure 11. En première charge, le module pressiométrique vaut 20,8 MPa, après le premier chargement, les modules en charge et en décharge sont assez voisins, compris entre 45 et 50 MPa. Le rapport entre le module de première charge et le module de première décharge est de 0,46. Ce rapport est très proche de la valeur du coefficient rhéologique α déterminé à partir du rapport $E/(p_1 - p_0)$

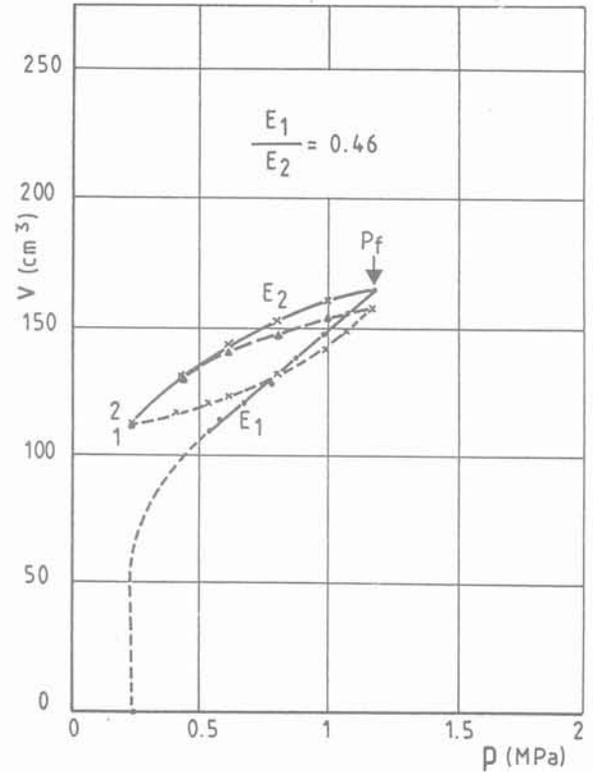


Fig. 11. — Pressiomètre cyclique sous la fondation -
 $z = 20$ cm
Fig. 11. — Cyclic pressuremeter tests under the foundation,
 $z = 20$ m

— p_0) qui est égal à 0,5. Ceci est conforme aux observations expérimentales, BAGUELIN et al [1].

Le tassement déduit des essais pressiométriques a été évalué en suivant les règles pressiométriques usuelles. Dans l'application de la formule pressiométrique, le paramètre essentiel est le coefficient rhéologique α . Les tassements évalués pour des valeurs $\alpha = 0,5$ et $\alpha = 1,0$ sont données, en fonction de la charge appliquée, sur la figure 13. La valeur $\alpha = 0,5$ est celle que l'on déduirait du rapport $E/(p_1 - p_0) = 7$ ou du rapport E_1 (module de première charge) / E_2 (module de première recharge) = 0,46. La valeur $\alpha = 1$ est celle que l'on retiendrait normalement en ne considérant que la nature du matériau : argile surconsolidée. Elle conduit à un tassement un peu plus élevé que celui de la méthode œdométrique pour les fortes valeurs de la surcharge.

On doit noter une contradiction entre le caractère surconsolidé de l'argile et la valeur très faible du rapport $E/(p_1 - p_0)$, qui traduirait a priori un remaniement du sol lors de l'essai. Mais la simulation numérique donne la même valeur du rapport $E/(p_1 - p_0)$, ce qui semblerait indiquer qu'il s'agit là d'un résultat propre à l'argile du Gault.

5.2. Evaluation numérique du tassement

Le maillage en éléments finis, axisymétrique, ayant servi à cette évaluation, est présenté sur la figure 12. Les nœuds de la frontière inférieure du modèle sont

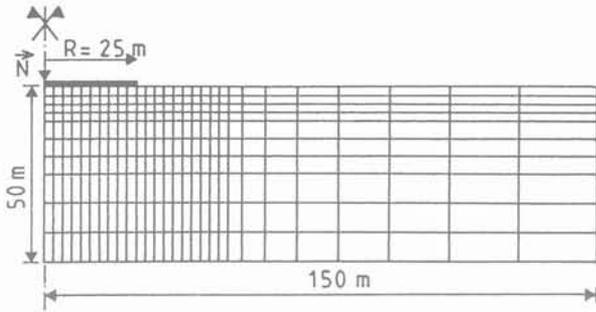


Fig. 12. — Maillage éléments finis.
Fig. 12. — Finite element mesh.

bloqués. Sur les frontières latérales du modèle (axe de symétrie et bord extérieur), seuls les déplacements verticaux sont autorisés.

Ce maillage a été validé en effectuant des calculs élastiques pour une fondation circulaire chargée axialement et en comparant les résultats obtenus aux solutions théoriques publiées dans la littérature. Les erreurs relatives étaient inférieures à 5 % pour le tassement, quelle que soit la valeur du coefficient de Poisson comprise entre 0 et 0,5, et inférieure à 10 % pour la distribution des contraintes verticales sous la fondation.

Le calcul du tassement de la fondation a été conduit de façon incrémentale, pour prendre correctement en compte les non-linéarités de comportement du sol. La première étape a consisté en une initialisation des contraintes effectives initiales σ'_v et σ'_h . La contrainte effective initiale σ'_v est égale au poids déjaugé des terrains et la contrainte horizontale σ'_h a été prise égale à 1,35 fois la contrainte verticale effective sur toute l'épaisseur de la couche d'argile surconsolidée. Les paramètres de la loi de comportement sont ceux qui ont été définis au paragraphe 3. La courbe de tassement est donnée sur la figure 13.

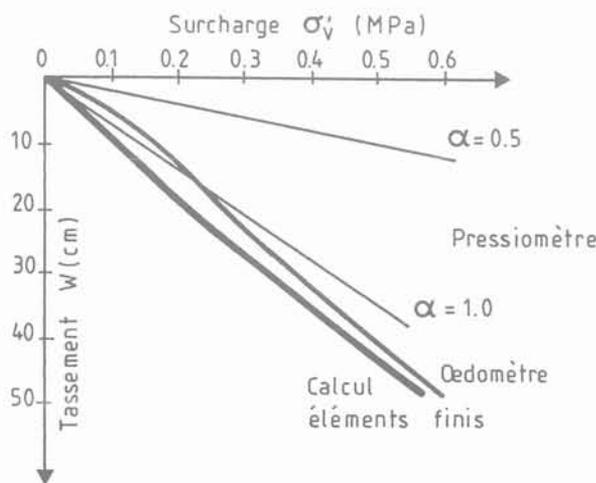


Fig. 13. — Comparaison des tassements calculés par E.F. et prévus.

Fig. 13. — Comparison between finite element and forecasted settlements.

6. DISCUSSION DES RÉSULTATS

La comparaison des courbes de la figure 13 montre que le calcul œdométrique donne une valeur de tassements, au moins sous contrainte élevée (supérieure à 0,4 MPa), proche des valeurs obtenues par le calcul numérique. Il convient de noter qu'en théorie, le tassement total sous la fondation résulte de la superposition du tassement instantané initial non drainé et du tassement de consolidation tel qu'on l'a évalué dans la méthode œdométrique, éventuellement corrigé d'un facteur multiplicatif μ . Ce facteur tient compte de la différence de chemin de contrainte suivi par un élément de sol sous la fondation, pour lequel une déformation latérale est possible, et par l'échantillon œdométrique, SKEMPTON, BJERRUM [8]. L'application stricte de cette méthode, en retenant pour module de cisaillement celui pris en compte dans la loi de comportement et pour coefficient de Poisson une valeur 0,5 correspondant au chargement non drainé induit sous une charge de 0,5 MPa de la fondation, un tassement instantané de 0,05 m. Le facteur correcteur μ a été évalué à partir de la formule de Skempton :

$$\mu = A + (1 - A) \alpha$$

où A = coefficient de Skempton relatif à la pression interstitielle

α = facteur dépendant de la géométrie du problème.

$\alpha = 0,38$ pour une semelle circulaire reposant sur une fondation d'épaisseur égale à son diamètre.

D'après les résultats des essais triaxiaux réalisés sur l'argile du Gault inférieur, A est égal à 0,65 environ, ce qui conduit à une valeur de $\mu = 0,78$. Le tassement œdométrique corrigé est alors de 0,32 m pour une charge de 0,5 MPa, ce qui ajouté au tassement instantané conduit à un tassement total de 0,37 m. L'écart entre la valeur théorique de référence (calcul aux éléments finis) et cette valeur est inférieur à 15 %.

L'étude réalisée confirme donc les conclusions de BURLAND [4] : pour un sol ayant une réponse approximativement élastique sous chargement monotone (coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture supérieur à 2,5), le tassement total est correctement évalué par la méthode œdométrique. Des calculs plus élaborés faisant intervenir l'anisotropie ou séparant le phénomène instantané du phénomène à long terme ne donnent pas une meilleure évaluation.

L'interprétation classique de l'essai pressiométrique sous-estime les tassements. Cette interprétation nécessite la connaissance de deux facteurs : le coefficient rhéologique α et le coefficient de Poisson ν qui sont mal connus dans le cas des argiles surconsolidées. L'influence de coefficient de Poisson ν pris arbitrairement égal à 0,33 est faible, de l'ordre de 20 %. L'influence du coefficient α est nettement plus importante. Les calculs effectués montrent qu'il serait nécessaire de retenir une valeur de $\alpha > 1$ (environ 1,1) pour retrouver les valeurs théoriques de référence. Rappelons que dans l'interprétation usuelle de l'essai pressiométrique, α est toujours inférieur ou égal à 1. Ces résultats ne remettent pas nécessairement en cause le bien-fondé de l'approche pressiométrique mais ils attirent l'attention sur les limitations de la méthode : l'essai pressiométrique a été initialement

développé pour des fondations de petites dimensions qui induisent dans le sol des états de contraintes essentiellement déviatoriques alors que les fondations de grands diamètres, comme celles considérées dans cette étude, induisent des états de contrainte principalement sphériques ; la valeur du coefficient rhéologique α n'a pas été étalonné sur un grand nombre de sites constitués d'argile fortement surconsolidée.

7. CONCLUSIONS

L'étude montre que pour une fondation de grand diamètre reposant sur une argile fortement surconsolidée, la méthode de calcul du tassement à partir d'essais œdométriques est fiable. Bien entendu, l'évaluation n'est correcte que si le prélèvement et l'essai lui-même sont de bonne qualité. On a vu, en particulier, qu'un prélèvement même parfait, pouvait conduire à une détente de l'échantillon du fait de la compressibilité du fluide interstitiel. Cette décompression a pour effet de décaler la courbe œdométrique et de diminuer la valeur de la contrainte pour laquelle le tassement débute. Pour s'affranchir de ce phénomène, il convient bien de calculer le tassement à partir de la contrainte correspondant au poids des terres et non à partir de cette pseudo-pression de consolidation. Le calcul à partir de l'essai pressiométrique reste entièrement tributaire de la valeur du coefficient rhéologique α . L'étude a montré que pour le matériau étudié, une valeur de α légèrement supérieure à 1, et donc en dehors des règles pressiométriques, serait nécessaire pour obtenir une valeur égale à celle du tassement théorique. Néanmoins la valeur 1, qui résulterait de l'application des normes pressiométriques en ne tenant pas compte de la très faible valeur du rapport $E/(p_1 - p_0)$, donne un tassement convenable, bien qu'inférieur à la simulation numérique pour les fortes charges. La valeur de α pour l'argile du Gault apparaît en dehors des normes. Il resterait à préciser cette valeur de α pour d'autres matériaux et à imaginer une méthode de mesure de α à partir de l'essai pressiométrique.

Finalement, les calculs présentés ont montré qu'on disposait d'un outil numérique efficace. Cet outil pourrait permettre de simuler des essais pressiométriques sur d'autres sols surconsolidés afin de préciser la

valeur de α à prendre en compte pour permettre le calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique même pour des fondations aussi exceptionnelles que celle étudiée.

De façon plus ambitieuse, on peut envisager d'évaluer à l'avenir les tassements d'ouvrages importants par des calculs en éléments finis, en utilisant une loi de comportement représentative du comportement réel du matériau, correctement calée et validée sur les résultats d'essais tant in situ que de laboratoire. Ces essais devraient être effectués sur un petit nombre d'échantillons très soigneusement prélevés et testés, COSTAZ, HAGHGOU [5], BOZETTO, OLLAGNIER [3], BIAREZ et al [2].

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., SCHIELDS D.H. (1978), « *The pressuremeter and foundation engineering* ». Transtech Publications.
- [2] BIAREZ J. et al (1989), « *Interprétation de l'essai pressiométrique pour la prévision des tassements* », Communication au Congrès de Rio, à paraître.
- [3] BOZETTO P., OLLAGNIER M. (1986), « *La mécanique des sols au SEPTEN* », Revue des laboratoires d'essais.
- [4] BURLAND J.B., BROWNES B.D., MELLO V.F.B. (1977), « *Behaviour of foundation and structure* ». Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- [5] COSTAZ J.L., HAGHGOU M. (1987), « *Fondations des centrales nucléaires* », Revue française de Géotechnique n° 41.
- [6] LUONG M.P. (1978), « *Comportement cyclique des sols pulvérulents* », compte rendu Académie des Sciences, série B, t 287.
- [7] PRÉVOST J.H. (1985), « *A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils* », Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, vol. 4, n° 1.
- [8] SKEMPTON A.W., BJERRUM L. (1987), « *A contribution to the settlement analysis of foundation on clay* », Géotechnique, vol. 7, n° 4, 1957.

influence de la taille des grains et de l'altération des roches sur les mesures de l'atténuation des ondes ultrasonores en laboratoire

ultrasonic attenuation testing in rock samples :
influence of grain size and of weathering in granites

N. KLIMIS

Docteur en Géologie de l'Ingénieur, Thessalonique *

J.-L. DURVILLE

Chef de la Section Géologie et Matériaux, L.C.P.C. **

J. EHRLICH

Ingénieur, Section Mesures-Electronique, L.C.P.C. **

Rev. Franç. Geotech. n° 47, pp. 29-38 (avril 1989)

Résumé

On présente une méthode de mesure en laboratoire, sur éprouvette de roche « sèche », de l'atténuation des ondes longitudinales. La mesure s'effectue par transmission, à l'aide de transducteurs piézo-électriques ; le signal reçu est étudié soit dans sa forme temporelle, soit après transformée de Fourier (en particulier la méthode du rapport de spectres est utilisée). On étudie l'atténuation sur deux séries de roches :

- une série de type granitique, où l'on vérifie la forte dépendance de l'atténuation avec la taille des grains de la roche, du fait de la diffraction des ondes,
- une série de trois états d'altération d'une aplite, qui montre la sensibilité du coefficient d'atténuation à la « qualité » de la roche.

Il est envisageable que la mesure de l'atténuation puisse compléter l'information apportée par l'indice de continuité pratiqué couramment.

Abstract

An ultrasonic pulse transmission technique has been developed for measuring attenuation in « dry » rocks. Piezo-electric transducers produce P-waves at 0.5, 1.0 or 2.25 MHz. The pulse rise time method, and Fourier spectral ratios are used. Measurements have been made :

- with granitic rocks, each with homogeneous grain, varying in grain diameter from 0.1 to 5 mm : a strong dependance of attenuation, due to grain scattering, is shown,*
- with an aplitic rock at three states of weathering : the corresponding quality factor Q decreases with increasing weathering.*

It seems that the proposed measurement of attenuation may supplement the information given by the Continuity Index (issued from the much easier velocity measurement).

* Université de Thessalonique, Grèce.

** L.C.P.C. 58, bd Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.
Tél. : 48.56.50.00.

1. INTRODUCTION

Dans le domaine de la mécanique des roches et des granulats, la mesure de la vitesse ultrasonore par transmission à travers un échantillon de roche, est pratiquée couramment : cette mesure, très rapide, fournit un élément d'identification du matériau, susceptible de renseigner sur son état d'altération, de microfissuration, etc. par l'intermédiaire de l'indice de continuité $I.C. = V_{mes.}/V_{calc.}$ (TOURENQ et al., 1971).

On présente ci-dessous quelques résultats d'une recherche, dont l'objectif est d'exploiter non seulement le temps d'arrivée du signal, mais également la modification du signal lors de la traversée de l'échantillon ; en particulier l'atténuation des ondes dans le matériau est évaluée par la méthode du rapport des spectres.

2. DESCRIPTION DE L'ESSAI

La chaîne de mesures permet l'étude de l'atténuation des ondes longitudinales, après traversée d'une éprouvette cylindrique de roche « sèche » (KLIMIS, 1987).

2.1. Le matériel

Le bâti-support (figure 1) assure une mise en place précise de l'échantillon ; une légère charge statique, voisine de 0,2 MPa, est appliquée, ce qui améliore la qualité des couplages (couplant utilisé : graisse de vaseline).

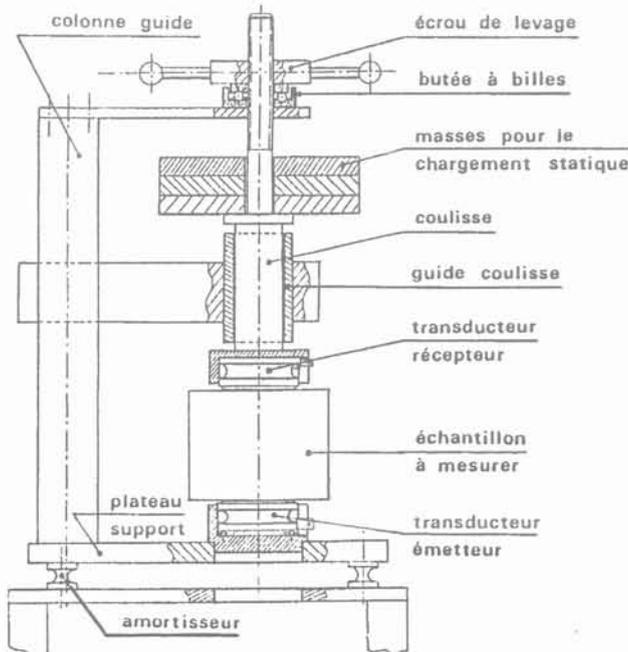


Fig. 1. — Bâti-support servant aux mesures d'atténuation.
Fig. 1. — Experimental apparatus for attenuation measurement.

L'impulsion, dont le temps de montée est inférieur à 10 nanosecondes, est fournie par un générateur Panametrics 5055 PR. Trois couples de transducteurs piézo-électriques (émetteur et récepteur) peuvent être utilisés, correspondant à des fréquences centrales de 500 kHz (bande passante à -6 dB : 250 - 800 kHz), 1 MHz (bande passante : 0,5 - 1,6 MHz) et 2,25 MHz (bande passante : 1,2 - 3,2 MHz).

Le signal est recueilli dans un oscilloscope digital Tektronix, avec une fréquence d'échantillonnage de 25 MHz, puis il est traité sur micro-ordinateur Apple IIe.

2.2. La procédure d'essai et sa fiabilité

Il est connu que l'atténuation est très délicate à mesurer, que ce soit in situ ou en laboratoire. Pour obtenir une bonne répétabilité de la mesure (figure 2), on a pris un certain nombre de précautions :

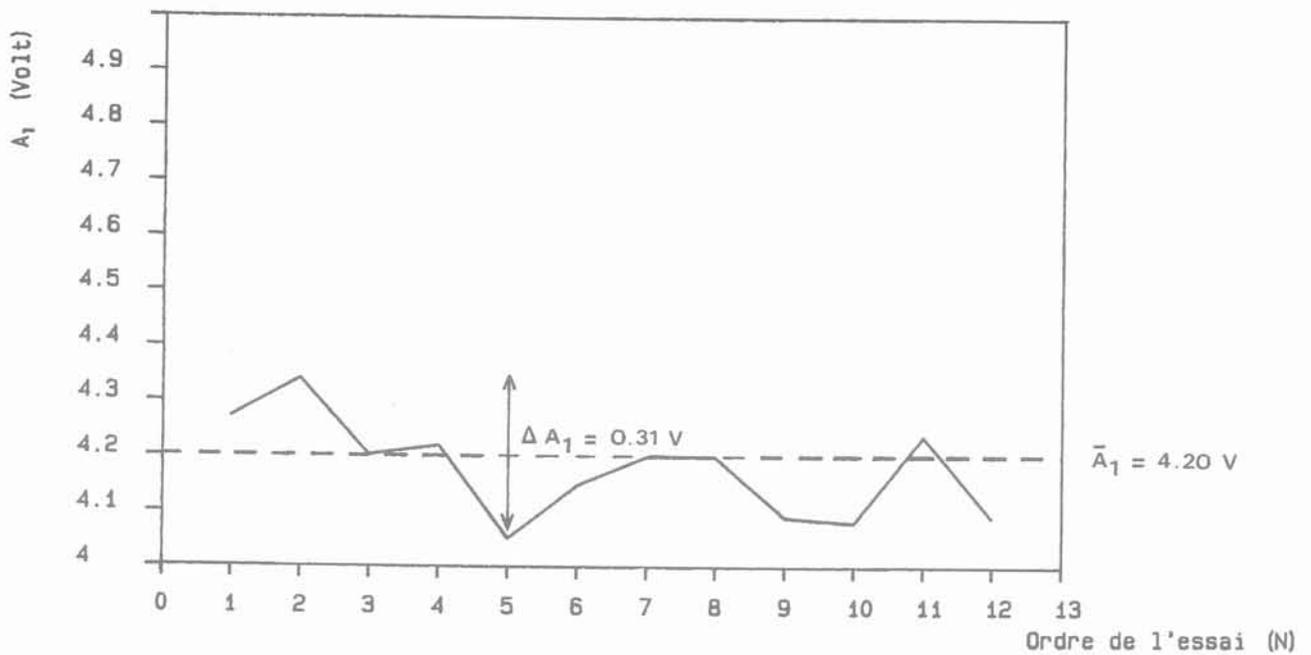
- charge statique de 0,2 MPa s'exerçant sur les transducteurs de l'éprouvette ;
- éprouvettes dont les faces sont rectifiées ;
- temps d'attente de 5 minutes entre la mise en place de l'éprouvette et la mesure, de façon que la graisse de vaseline ait le temps de s'étaler uniformément ;
- exclusion des matériaux trop poreux : il semble que la vaseline percole progressivement dans la masse, ce qui peut modifier le signal, pour les roches de porosité supérieure à 25 % environ ;
- contrôle de la teneur en eau de l'éprouvette : une longue exposition à l'air ambiant d'un matériau initialement séché à 105 °C peut conduire à une adsorption d'eau et à un changement sensible de l'atténuation (BOURBIÉ et al., 1986).

Par ailleurs, dans la mesure où c'est l'atténuation que l'on cherche à mettre en évidence, on souhaite que le signal reçu reflète au maximum cette caractéristique :

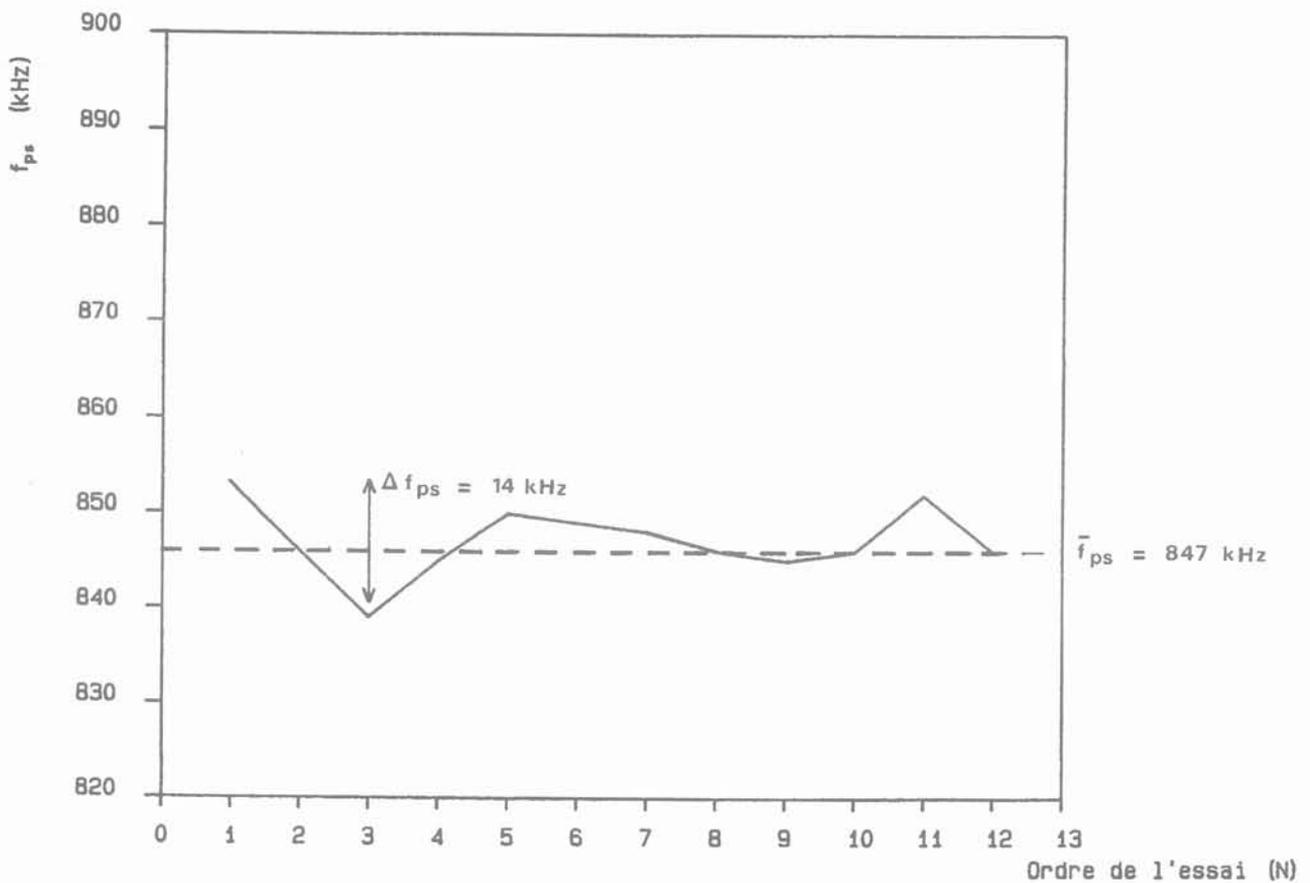
- la forme de l'éprouvette ($\varnothing = 100$ mm, $L = 66$ mm) a été choisie de façon que les premières alternances ne soient pas perturbées par les réflexions latérales ;
- l'amplitude du signal recueilli est influencée par le couple transducteur-roche : forme du front d'onde émis (effet de diffraction à partir de la source $\varnothing = 25,4$ mm), facteur de transmission (lié au contraste des impédances acoustiques). Les corrections correspondantes, très complexes, n'ont pas été effectuées.

D'autre part, la réponse des capteurs est influencée par les propriétés du matériau en contact ; si l'on était amené à étudier des matériaux très contrastés, l'utilisation de tampons intermédiaires s'imposerait (WINKLER et PLONA, 1982).

En définitive, on dispose d'un essai d'une bonne fiabilité. Les amplitudes du signal fourni dépendent à la fois de l'atténuation et des propriétés élastiques du matériau (ρ , V_p , V_s) ; ses caractéristiques fréquentielles en revanche semblent être plus représentatives de l'atténuation seule.



- AMPLITUDE -



- PSEUDOFREQUENCE -

Fig. 2. — Répétabilité de la mesure : cas de deux paramètres définissant le signal temporel (cf. figure 3), mesurés lors de douze essais indépendants.

Fig. 2. — Repeatability of the amplitude and of the pseudo-frequency measured on the signal received (twelve tests).

3. EXPLOITATION DES MESURES

L'analyse du signal est effectuée :

— dans le domaine temporel : la morphologie des premières alternances est caractérisée par quelques paramètres simples (figure 3) : pseudofréquence, temps de montée, amplitude de la première alternance,
 — dans le domaine spectral (transformation de Fourier rapide) : le module de la transformée de Fourier du signal peut également être décrit par quelques paramètres (fréquence du maximum par exemple) ; la méthode qui sera développée ci-dessous est celle du rapport de spectres (cf. TOKSÖZ et al., 1979). Celle-ci consiste à évaluer le pouvoir atténuant d'un matériau en comparant les signaux obtenus, dans les mêmes conditions expérimentales, avec la roche d'une part, et avec un matériau de référence d'autre part.

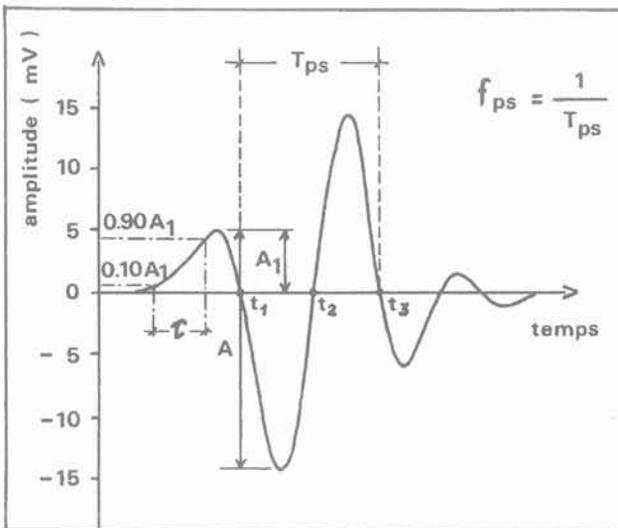


Fig. 3. — Exemple de signal réel (cas du granite de Woas-Wen), définition des paramètres descriptifs f_{ps} , A_1 , A , τ .

Fig. 3. — Example of a signal: Woas-Wen granite. Definition of the parameters used for describing the signal.

Dans la mesure où l'ensemble du système est linéaire (couplages, électronique, matériau), on peut écrire, dans le domaine fréquentiel :

$$U(f) = F(f) \times G(f) \times I(f)$$

avec :

$U(f)$: transformée de Fourier du signal recueilli dans l'oscilloscope.

$F(f) = e^{-\alpha(f)L}$: fonction du transfert du matériau.

La décroissance de l'amplitude d'une onde plane sinusoïdale, au cours de sa propagation, est exponentielle, et définie par le coefficient d'atténuation :

$$\alpha(f) = \frac{1}{x_2 - x_1} \text{Log} \frac{A(x_2)}{A(x_1)}$$

On suppose ici que l'onde progressive, qui parcourt la distance L dans l'éprouvette, est quasi-plane.

$G(f)$: fonction de transfert du reste du système ;
 $I(f)$: impulsion initiale.

Soit U_R et U_A les signaux correspondant à la roche et à la référence (ici en aluminium) ; on a :

$$\text{Log} \left[\frac{U_R(f)}{U_A(f)} \right] = - [\alpha_R(f) - \alpha_A(f)] \cdot L + \text{Log} \left[\frac{G_R(f)}{G_A(f)} \right]$$

On fait alors les hypothèses suivantes :

. Le coefficient d'atténuation des roches est une fonction linéaire de la fréquence : si besoin est, on restreint l'intervalle de fréquences pour que cette approximation soit valable. Ceci revient à dire que le facteur de qualité :

$$Q = \frac{\pi \cdot f}{\alpha(f) \cdot V}$$

est constant dans l'intervalle considéré.

A titre indicatif, on rappelle que, dans un matériau où $Q = 100$ (respectivement : 10), une onde sinusoïdale qui a parcouru une distance égale à une longueur d'onde voit son amplitude multipliée par 0,97 (resp. 0,73). Pour l'aluminium, on admet $Q_A \sim \infty$ c'est-à-dire $\alpha_A \sim 0$.

. Le terme $\frac{G_R(f)}{G_A(f)}$ est indépendant de la fréquence, ce

qui est inexact en toute rigueur (cf. l'effet de diffraction et celui du couplage échantillon-transducteur, mentionnés au § 2.2.).

Dans ces conditions :

$$\text{Log} \left[\frac{U_R(f)}{U_A(f)} \right] \sim \frac{-\pi L}{Q_R V_R} f + K$$

La figure 4 illustre l'utilisation de cette méthode dans le cas d'un échantillon de marbre de Carrare (ayant subi un chauffage à 150 °C) : on vérifie que le logarithme du rapport de spectres est une fonction linéaire de la fréquence entre 250 et 800 kHz environ, ce qui permet de calculer par régression linéaire un facteur de qualité. En raison des approximations effectuées, on doit le considérer comme un facteur de qualité « apparent », qui diffère d'autant moins du facteur de qualité réel que les impédances acoustiques des roches étudiées sont voisines de celle de la référence.

4. RÉSULTATS DES MESURES SUR UNE SÉRIE GRANITIQUE À TAILLE DES GRAINS CROISSANTE

4.1. Choix des matériaux

On a choisi six roches granitiques de Bretagne et des Vosges, dont les principales caractéristiques sont données dans le tableau I.

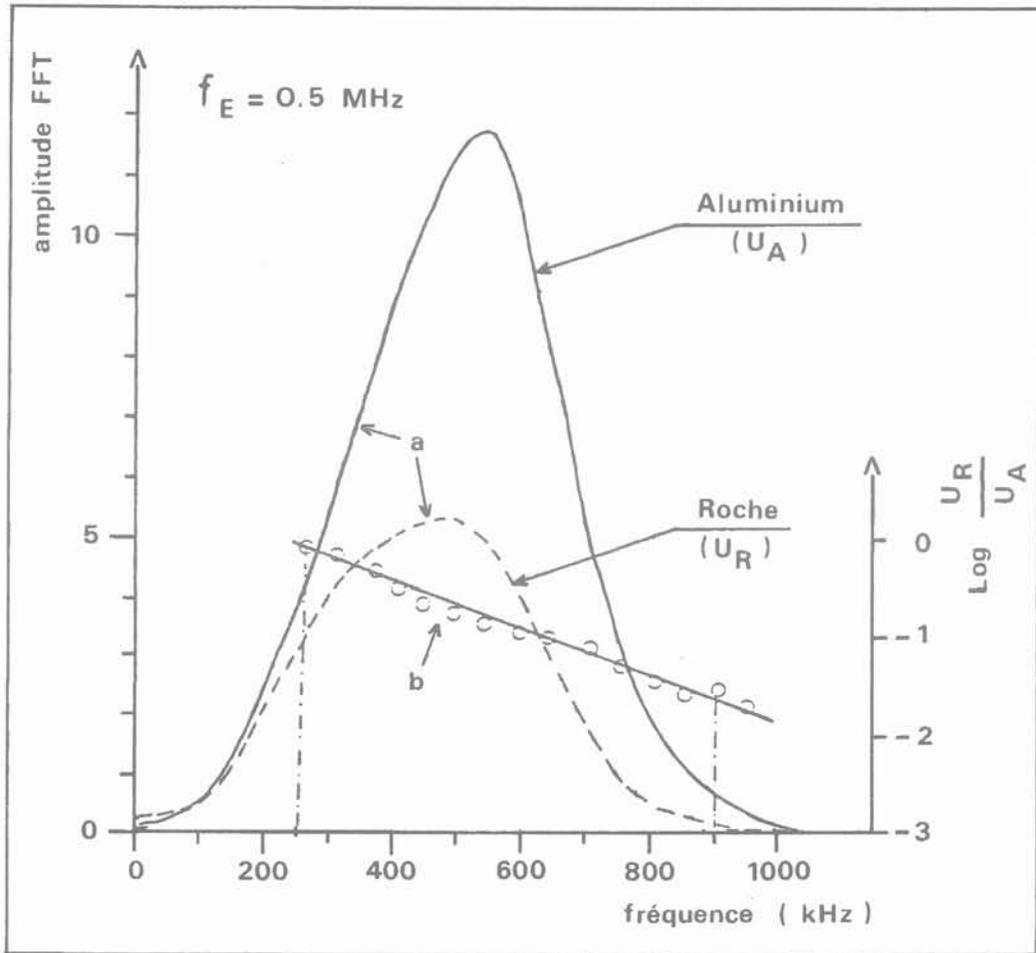


Fig. 4. — Evaluation du facteur de qualité par la méthode du rapport de spectres : exemple d'un marbre de Carrare préfiessuré par chauffage à 150 °C ; a : modules des transformées de Fourier des signaux de la roche et de l'aluminium ; b : rapport des spectres. La pente de la droite, ajustée par moindres carrés ($r = 0,992$), est égale à $-0,002540$, ce qui correspond à $QV = 81\,640$ m/s, d'où $Q = 28$.

Fig. 4. — Fourier spectral ratio of the Carrare marble (reference of Aluminium) ; a : Fourier spectra of rock and of reference ; b : spectral ratio (the calculated quality factor is $Q \approx 28$).

Tableau I. Principales caractéristiques des granites étudiés

	Densité réelle	Vitesse longitud.	Impédance acoustique	Indice de continuité	Résist. en compress.	Taille des grains
Echantillon	(kg/m ³)	V _p (m/s)	Z = ρ·V _p (kg·m ⁻² ·s ⁻¹)	I.C. %	R _c (MPa)	∅ (mm)
APL	2 624	5 200	13,64 × 10 ⁶	89	375	0,1
VI	2 713	5 250	14,24 × 10 ⁶	89	192	0,9
KR	2 612	4 600	12,02 × 10 ⁶	77	227	1,2
WW	2 586	4 200	10,86 × 10 ⁶	70	233	2,0
LH	2 647	4 400	11,65 × 10 ⁶	74	182	3,0
SN	2 671	5 200	13,89 × 10 ⁶	88	184	4,5

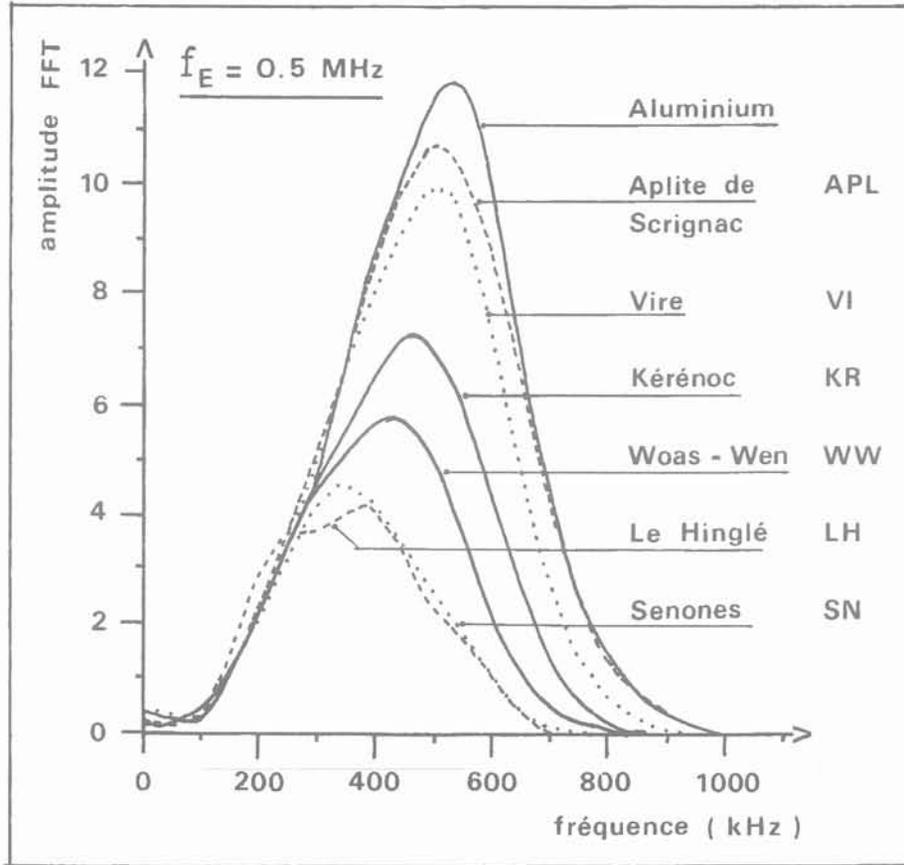


Fig. 5. — Modules des transformées de Fourier (F.F.T.) du signal obtenu avec les transducteurs 0,5 MHz : série granitique.

Fig. 5. — Fourier amplitude spectra (F.F.T.) : granites of different grain sizes, with 0.5 MHz transducers.

On a travaillé sur des matériaux à minéralogie à peu près identique et à degré d'altération comparable. La dernière exigence n'est pas toujours respectée, ce qui a conduit à quelques « anomalies » qu'on commentera par la suite.

4.2. Les résultats

On présente les résultats obtenus par la méthode du rapport des spectres.

La figure 5 illustre bien l'influence de la taille des grains dans le domaine fréquentiel du signal.

L'examen des différents paramètres du signal dans les domaines temporel et fréquentiel conduit à des corrélations intéressantes, telles que celle présentée dans la figure 6.

4.3. Discussion

Si on s'intéresse à la mesure de l'atténuation, les amplitudes du signal sont des paramètres mal adaptés, à cause de leur dépendance vis-à-vis des propriétés élastiques du matériau. Dans le cas de la série grani-

tique traitée, ce problème se pose peu ou pas, puisque les impédances acoustiques des granites testés sont peu différentes (voir tableau I).

L'interprétation de ces résultats repose sur les phénomènes d'interaction entre l'onde et l'agrégat polycristallin que constitue la roche. Le terme de diffraction est alors très généralement employé pour désigner cette interaction, tant que la longueur d'onde (λ) est grande devant la dimension moyenne des grains (\varnothing), ou du même ordre de grandeur. Dans le premier cas, on peut rechercher un milieu homogène atténuant équivalent ; dans le deuxième cas, l'onde est en fait soumise à une succession de réflexions et réfraction sur les joints de grains : on parlera de diffraction stochastique pour désigner l'effet macroscopique résultant.

Des calculs théoriques approchés (MERKULOV, 1956 ; PAPADAKIS, 1965) fournissent les résultats suivants :

- dans le cas de l'approximation de Rayleigh, valable pour $\lambda \gg \varnothing$, le coefficient d'atténuation α varie comme $\varnothing^3 \times f^4$; Q varie comme $(\lambda/\varnothing)^3$;
- dans le cas $\lambda \sim \varnothing$ (en pratique, pour $\lambda < 10 \varnothing$), on aurait une dépendance de α en $\varnothing \times f^2$ (ou de Q en λ/\varnothing).

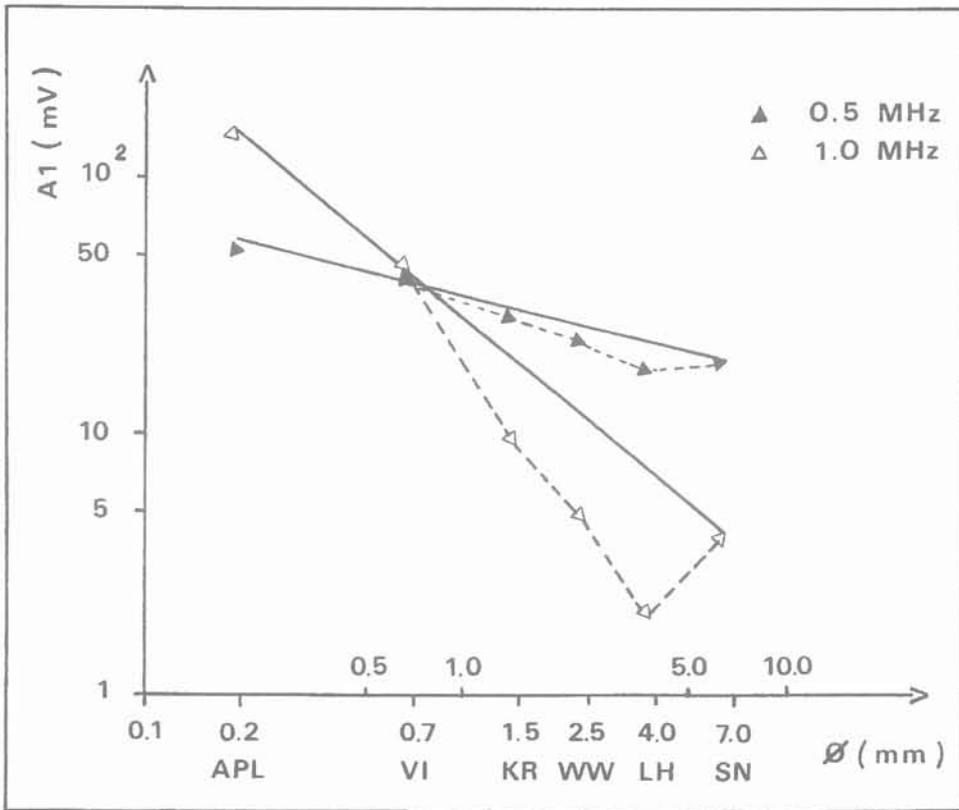


Fig. 6. — Relation entre la première amplitude (A_1) du signal temporel et la taille moyenne des grains (\varnothing) d'une série granitique à texture différente (fréquences centrales: 0,5 et 1,0 MHz).

Fig. 6. — First amplitude of the signal as a function of grain size (\varnothing). Granitic rocks, with 0.5 and 1.0 MHz transducers.

Par ailleurs, les études expérimentales de WINKLER (1983) sur des grès poreux ont mis en évidence une variation de α en f^m , $3 < m < 4$, et ce pour des valeurs de λ/\varnothing entre 5 et 25.

Dans nos expériences, le rapport $\frac{\lambda}{\varnothing}$ varie essentielle-

ment de 1 (cas du granite SN) à 130 (cas de l'aplite APL): on vérifie (figure 7) que l'atténuation est d'autant plus forte que la longueur d'onde est petite et que la taille des grains est grande, c'est-à-dire que λ/\varnothing se rapproche de 1. Pour les granites VI, KR, WW, LH et SN, le coefficient d'atténuation varie comme f^p — $2,7 \leq p \leq 3,5$ —.

Ce résultat paraît raisonnable étant donné que d'une part l'approximation de Rayleigh n'est pas strictement ($1 < \lambda/\varnothing < 10$) respectée pour ces granites et que d'autre part \varnothing désigne en fait un diamètre moyen qui représente toute une « granulométrie » de cristaux.

En ce qui concerne l'aplite ($\frac{\lambda}{\varnothing}$ vaut 130 à 1 MHz et

65 à 0,5 MHz), les prévisions théoriques en approximation de Rayleigh ne correspondent ni en valeur, ni en dépendance fréquentielle, avec nos résultats expérimentaux. L'aplite apparaît ici comme assez faiblement atténuante, suivant un mécanisme mal identifié, où Q est indépendant de la fréquence, et qui masquerait l'influence bien plus faible de la diffraction. Il est possible aussi que la chaîne expérimentale et la méthode utili-

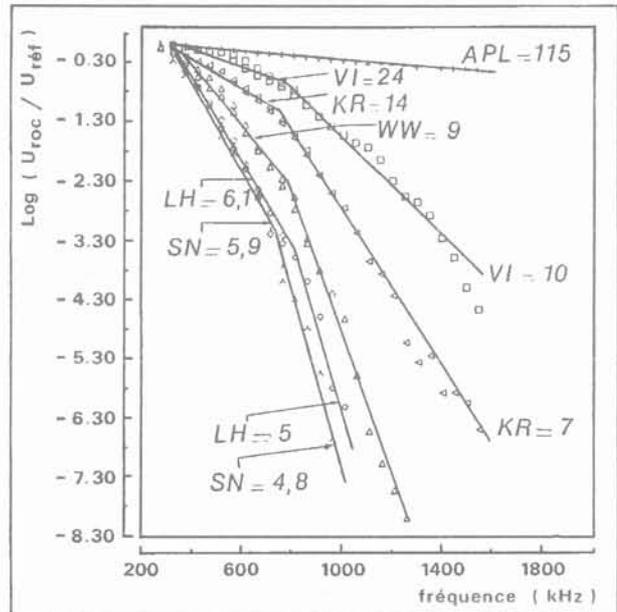


Fig. 7. — Série granitique: rapports de spectres correspondant aux transducteurs 0,5 et 1,0 MHz. On a calculé les facteurs de qualité pour chacune de ces fréquences: les rapports de spectres ont été décomposés en deux segments de droite adjacents.

Fig. 7. — Fourier spectral ratios (0.5 and 1.0 MHz transducers) of the granitic rocks. Two quality factors were calculated for each rock, corresponding to different frequency domains.

sées ne soient guère capables de différencier des atténuations faibles ($Q > 150$?).

Un autre point intéressant à commenter est « l'anomalie » du granite de Sénones (S.N.). Cette « anomalie » est observée dans la corrélation (A_1, \emptyset) de la figure 6. On constate en particulier que les trois granites K.R., W.W. et L.H. sont décalés vers le bas par rapport au reste des granites. Cette distinction s'explique par la différence de l'indice de continuité entre ces deux groupes. On enregistre par conséquent deux phénomènes imbriqués : d'une part l'atténuation due à la diffraction sur grains et d'autre part l'atténuation due à l'altération.

5. RÉSULTATS DES MESURES SUR UNE SÉRIE DE GRANITES DE PLUS EN PLUS ALTÉRÉS

5.1. Le matériau

L'aplite de Scignac est une roche granitique à structure très homogène et à grains très fins (0,08 mm). Il s'agit d'une roche très compacte, ceci étant vérifié par ses qualités mécaniques. Cette roche est essentiellement composée de quartz et de feldspaths parfois séricitisés ; on trouve également de la muscovite.

On a choisi trois états d'altération de plus en plus poussée, sur lesquels les résultats suivants ont été obtenus :

On obtiendrait les trois valeurs ci-dessous, à comparer à l'indice de continuité :

	APL _I	APL _{II}	APL _{III}
I.A. (%)	100	35	25
I.C. (%)	89	76	39

b. Les rapports de spectres présentés dans la figure 8 admettent une approximation linéaire correcte dans la plage de fréquences examinée : 250 à 3 200 kHz.

De l'état I à l'état II, l'altération se manifeste par une augmentation de la porosité totale due quasi exclusivement à un accroissement du réseau de microfissures, parfois remplies de produits d'altération et par une détérioration de l'état des minéraux (feldspaths). Le passage de l'état II à l'état III est caractérisé par une dégradation complète des feldspaths (souvent transformés en un agrégat cryptocristallin), parfois par des dissolutions partielles des minéraux et par un réseau de microfissures plus dense. Les vides ainsi créés peuvent être assimilés à des discontinuités de type pore.

Le facteur de qualité (Q) calculé à partir de la figure 8 se montre constant et par conséquent les mécanismes de diffraction sur les hétérogénéités (grains, pores et fissures) ne semblent pas convenir comme interprétation satisfaisante de l'atténuation mesurée. Il faudrait donc faire appel à des mécanismes à Q constant, dont l'origine reste plutôt mal connue ; les minéraux argileux avec molécules d'eau adsorbées (même à l'état « sec »

Tableau II. Caractéristiques d'une apélite dans trois états d'altération

Aplite	Porosité n %	Masse volumique réelle (kg/m ³)	Vitesse longitud. V _p (m/s)	Indice de continuité I.C. (%)	Résistance en compres. simple (MPa)
I	0,86	2 624	5 200	89	353
II	6,6	2 495	4 100	76	169
III	11,9	2 358	2 350	39	60

5.2. Résultats et commentaires

5.2.1. Les résultats obtenus par la méthode du rapport des spectres sont illustrés sur la figure 8 dans le cas des trois fréquences centrales : 0,5 - 1,0 - 2,25 MHz, balayant ainsi une plage de 250 kHz à 3 200 kHz.

Deux points principaux se dégagent à partir de la figure 8 :

a. Le facteur de qualité (Q), tout comme l'indice de continuité est très sensible à l'état d'altération du matériau ; il semble être plus sensible à un début d'altération que l'indice de continuité.

On pourrait proposer un « indice d'altération » :

$$I.A. = \frac{Q \text{ (roche)}}{Q \text{ (même roche à l'état sain)}}$$

en laboratoire) jouent probablement un rôle dans ces mécanismes.

5.2.2. Il ressort des mesures de vitesse et d'atténuation que le paramètre $Q.V_p$ est un indicateur particulièrement discriminatoire de l'état d'altération. D'après GLADWIN et STACEY (1974), on a, entre ce paramètre et le temps de montée τ , la relation empirique $\tau = \tau_0 + C \frac{L}{Q.V_p}$, où τ_0 et C sont des constantes dépendant de la source.

La figure 9 confirme la validité d'une telle relation pour chacun des couples de transducteurs ; bien entendu, il faudrait multiplier les points expérimentaux pour pouvoir établir une loi générale.

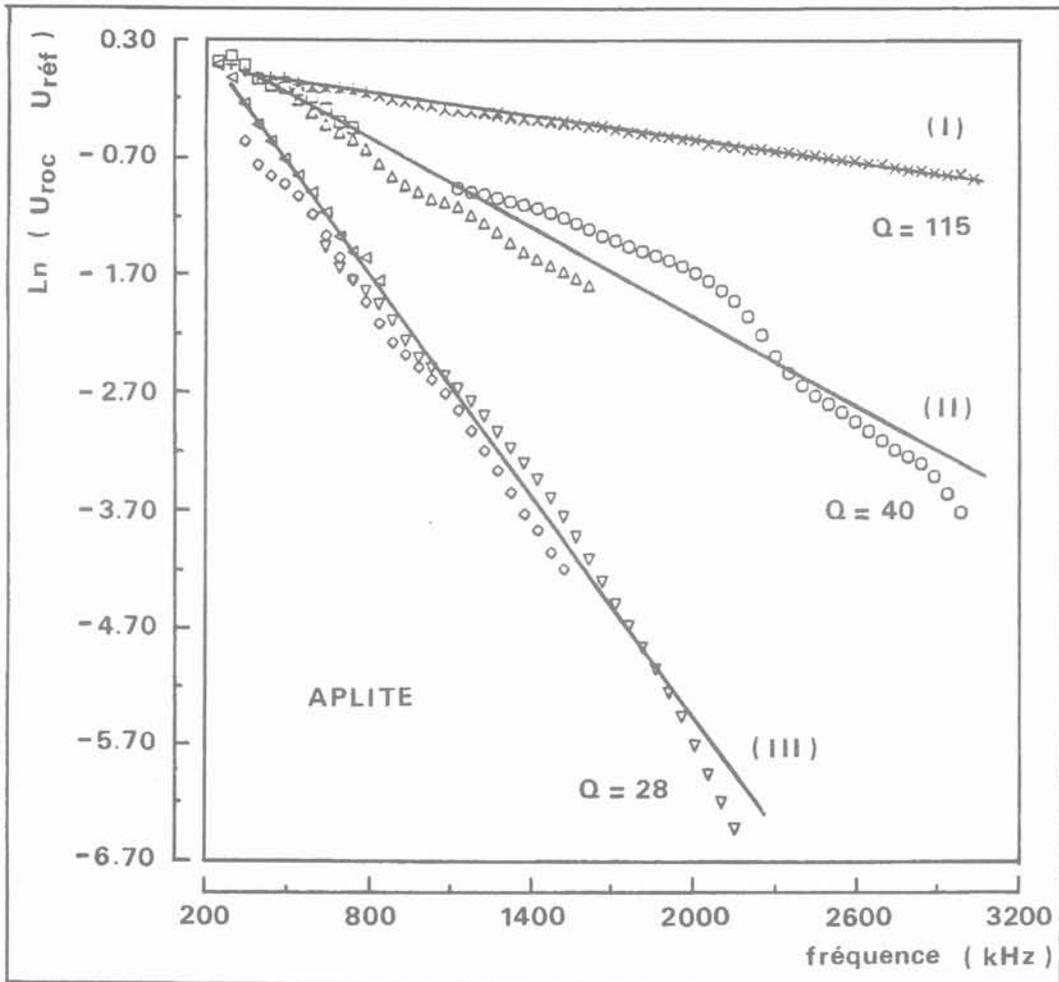


Fig. 8. — Rapport des spectres pour une aplitite de plus en plus altérée (3 états d'altération : I - II - III) aux trois fréquences centrales de 0,5 - 1,0 et 2,25 MHz.

Fig. 8. — Fourier spectral ratios of the same aplitic rock in three weathering states (I - II - III). Three pairs of transducers (0.5 - 1.0 - 2.25 MHz) were used.

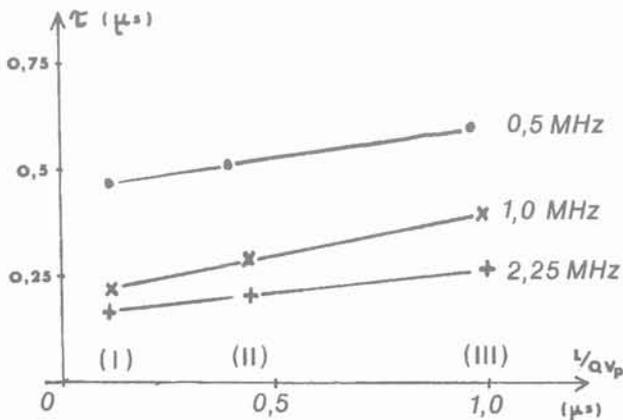


Fig. 9. — Relation linéaire entre le temps de montée (τ) et le rapport $(L/Q \cdot V_p)$ pour les trois fréquences centrales : 0,5 - 1,0 et 2,25 MHz dans le cas d'une aplitite de plus en plus altérée (trois états d'altération : I - II - III).

Fig. 9. — Rise time as a linear function of $L/Q \times V_p$ ratio, for the aplitic rock in three weathering states.

On pourrait donc proposer que la mesure du temps de montée τ , plus facile à pratiquer que le rapport des spectres, serve à déterminer le paramètre $Q \cdot V_p$ (cependant la pente, faible, des droites obtenues figure 9 n'est pas très favorable).

6. CONCLUSION

En définitive, on dispose d'un essai fiable, permettant d'évaluer les propriétés atténuantes d'une roche sèche ; il s'agit toutefois d'un essai sophistiqué, nécessitant des conditions expérimentales rigoureuses, donc bien différent de la simple mesure de la vitesse.

L'atténuation est fonction de la taille des grains, lorsque la longueur d'onde devient du même ordre de grandeur que ceux-ci. On a observé que le coefficient d'atténuation augmentait à peu près comme la troisième puissance de la fréquence, en liaison avec un phénomène

de diffraction sur les grains. Pour les roches à grain fin, le coefficient d'atténuation varie linéairement avec la fréquence.

L'atténuation est très sensible au degré d'altération d'un matériau (ici une aplite). Le produit $Q \times V_p$ (facteur de qualité \times vitesse longitudinale) devrait permettre de détecter de faibles différences d'altération et il peut être estimé à l'aide du paramètre temps de montée.

L'essai décrit ci-dessus, offre dans beaucoup de cas une information redondante vis-à-vis de l'indice de continuité, issu d'une simple mesure de vitesse ; mais la mesure de l'atténuation peut constituer un outil d'identification des roches intéressant, puisqu'il apporte des précisions concernant la structure des roches (taille des grains, et, plus généralement, des hétérogénéités telles que pores, fissures ou débris fossiles) et leur état (altération par exemple).

BIBLIOGRAPHIE

BOURBIÉ, COUSSY, ZINSZNER (1986), *Acoustique des milieux poreux*, Editions Technip. 339 pages.

GLADWIN, STACEY (1974), *Anelastic degradation of acoustic pulses in rock*, Phys. Earth Plan. Int., 8, 332-336.

KLIMIS (1987), *Etude en laboratoire de l'atténuation des ondes longitudinales : application à la caractérisation géotechnique des roches*, Thèse présentée à l'Ecole Nationale supérieure des Mines de Paris (9 décembre 1987).

MERKULOV (1956), *Investigation of ultrasonic scattering in metals*, Soviet. Phys. Techn. Phys., vol. 1, pp. 59-69.

PAPADAKIS (1965), *Revised Grain-Scattering Formulas and Tables*, J. Acoust. Soc. Am., 37, 4, pp. 703-710.

TOKSÖZ, JOHNSTON, TIMUR (1979), *Attenuation of seismic waves in dry and saturated rocks: 1. Laboratory measurements*, Geophysics, vol. 44, n° 4, pp. 681-690.

TOURENQ, FOURMAINTRAUX, DENIS (1971), *Propagation des ondes et discontinuités des roches*, Symposium Soc. Intern. Mécanique des Roches, Nancy.

WINKLER (1983), *Frequency dependent ultrasonic properties of high porosity sandstone*, J. Geophys. Res., 88, pp. 9493-9499.

WINKLER, PLONA (1982), *Technique for measuring ultrasonic velocity and attenuation spectra in rocks under pressure*, J. Geoph. Res. vol. 87, B13, pp. 10776-10780.

caractérisation des non-linéarités apparues lors des essais de vibrations forcées en centrifugeuse

characterization of non-linearities occurred
during forced vibration tests in centrifuge

B. BOURDIN

Principia*

M.P. LUONG - C.N.R.S.

L.M.S., Ecole Polytechnique**

P. MORLIER

Université de Bordeaux I***

Rev. Franç. Géotech. n° 47 , p.p. 39-59 (avril 1989)

Résumé

Nous décrivons les résultats obtenus lors des essais de vibrations sur des maquettes de pieux dans la centrifugeuse du CESTA. Nous essayons tout d'abord d'identifier les non-linéarités par une analyse détaillée des courbes dans les plans de Bode, de Nyquist ou de Nichols...

Nous proposons des interprétations théoriques actuellement développées : théorie des noyaux de Wiener, interpolation par les polynômes de Tchebycheff dans le plan de phase et exploitation de la partie non-causale par Villedieu.

Abstract

We describe some results obtained during forced vibration tests on pile models installed in the CESTA centrifuge. We first try to identify the nature of non-linearities by a detailed analysis of curves in Bode, Nyquist or Nichols diagram...

We propose some theoretical interpretations which are being developed : Wiener kernel theory, phase plane interpolation by means of Tchebycheff polynom, non-causal part exploitation by Villedieu.

* Sophia Antipolis, B.P. 22, 06561 Valbonne.

** 91128 Palaiseau Cedex.

*** 351, cours de la Libération, 33405 Talence Cedex.

INTRODUCTION

Nous exposons, à la lumière de travaux récents, des méthodes de détection de non-linéarités rencontrées lors d'essais de vibrations sur fondations profondes ; nous tentons de mettre en évidence l'influence des lois de comportement sur les courbes fréquentielles grâce à une analyse détaillée des fonctions mesurées de réponse en fréquence.

Ces essais ont été réalisés sur des maquettes de groupes de pieux ou de pieux partiellement ancrés soumises à centrifugation.

L'interprétation sur maquettes est une méthode physique permettant la simulation du comportement d'un sol ou d'un système sol-structure.

Du fait de la complexité des lois de comportement des sols, caractérisées par la non-linéarité, l'écroutissage, le fluage, il apparaît nécessaire de réaliser un modèle réduit d'un système sol-fondation en conservant le matériau et les contraintes, c'est-à-dire tel que :

- les contraintes en des points homologues du modèle et de la structure soient égales ;
- les lois rhéologiques en ces points soient, en conséquence, sensiblement les mêmes.

Lorsque le poids propre intervient, plusieurs procédés permettent la simulation des forces de masse pour satisfaire les conditions de similitude [10], en particulier la centrifugation sera utilisée dans ce qui suit.

1. MOYENS D'ESSAIS

1.1. Caractéristiques de la centrifugeuse LATECOERE

La centrifugeuse LATECOERE 265 du CESTA a été conçue pour simuler le comportement de spécimens pouvant avoir de grandes dimensions, soumis d'une part à une accélération statique, et d'autre part, éventuellement, à des conditions d'environnement variées : excitation vibratoire, conditionnement de température ou de vide.

La centrifugeuse comporte un bras dissymétrique d'une masse de 40 tonnes, équipé à 8,40 mètres de l'axe de quatre points d'ancrage permettant la fixation entre autres, d'une nacelle pivotante. Le bras repose sur un ensemble moyeu-support liés par un réducteur à la motorisation, qui est assurée par quatre moteurs à courant continu de 257 kW chacun.

Elle permet d'emporter des masses importantes en bout de bras : 2 tonnes à 100 g ou 4,6 tonnes à 43,5 g (g étant la gravité terrestre $\approx 10 \text{ m/s}^2$).

Par ailleurs, les liaisons de mesure avec le modèle sont assurées par 92 câbles bifilaires blindés et 6 câbles coaxiaux, reliés avec le local de commande par des contacts tournants, à très faibles niveaux de bruit.

1.2. Baie de pilotage

La console de pilotage numérique 5 427 A de Hewlett-Packard est un système spécialisé de pilotage de vibrations, en association avec un exciteur électrodynamique. Le mode de pilotage sinusoïdal du 5 427 A permet de disposer d'un système numérique qui génère des ondes sinusoïdales, dont la fréquence balaie une plage allant de 0,1 à 5 000 Hz, grâce à un convertisseur numérique-analogique.

1.3. Amplificateurs de puissance

Les amplificateurs de puissance PRODERA A-438 peuvent délivrer un courant parfaitement imposé en amplitude et en phase. Cette caractéristique permet, dans l'analyse harmonique, d'exciter la structure par des forces dont l'amplitude et la phase sont indépendantes du mouvement ; les caractéristiques sont :

- Gamme de la tension d'entrée : 0 – 5 V crête
- Courant maximum de sortie : 70 A crête
- Bande passante : 0 – 7 000 Hz
- Rapport signal-bruit : $6 \cdot 10^{-4}$ pour le courant de sortie maximum

La stabilité de gain en fonction de la tension secteur est inférieure à $1 \cdot 10^{-3}$ pour une variation de plus ou moins 10 % de la tension du secteur.

1.4. Excitateur électrodynamique

L'excitateur utilisé est un exciteur PRODERA du type EX.420/D. Le principe de fonctionnement est le suivant :

- les courants d'excitation délivrés par les amplificateurs de puissance alimentent une bobine mobile se déplaçant, selon la loi de Laplace, au sein d'un champ magnétique généré par des bobines de champ. Afin d'assurer une excellente tenue de l'équipage mobile, face à la force centrifuge perpendiculaire à la direction d'excitation, la suspension de l'équipage mobile a été modifiée par l'adjonction de douilles à billes. Les caractéristiques techniques sont :

- Module maximum de force : 1 000 N
- Déplacement maximum : $\pm 15 \text{ mm}$
- Masse : 155 kg
- Dimensions : hauteur : 470 mm
diamètre : 360 mm

Le refroidissement s'effectue par de l'air comprimé ; l'excitateur délivre sa force de 1 000 N jusqu'à 400 Hz.

Les figures 1 et 2 montrent le schéma d'un montage expérimental.

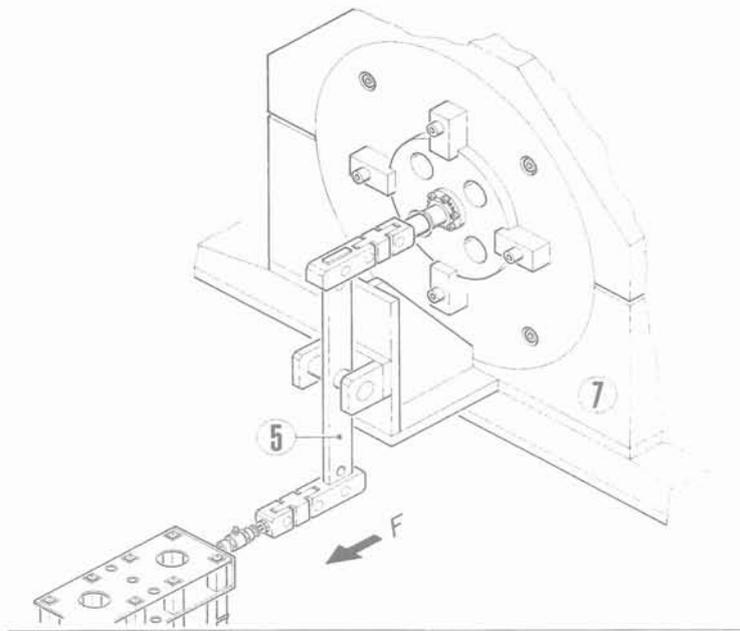


Fig. 1. — Détail du système d'excitation.
Fig. 1. — Detailed view of the cradle.

MECANIQUE DES SOLS
SOLLICITATIONS DYNAMIQUES
EN CENTRIFUGEUSE

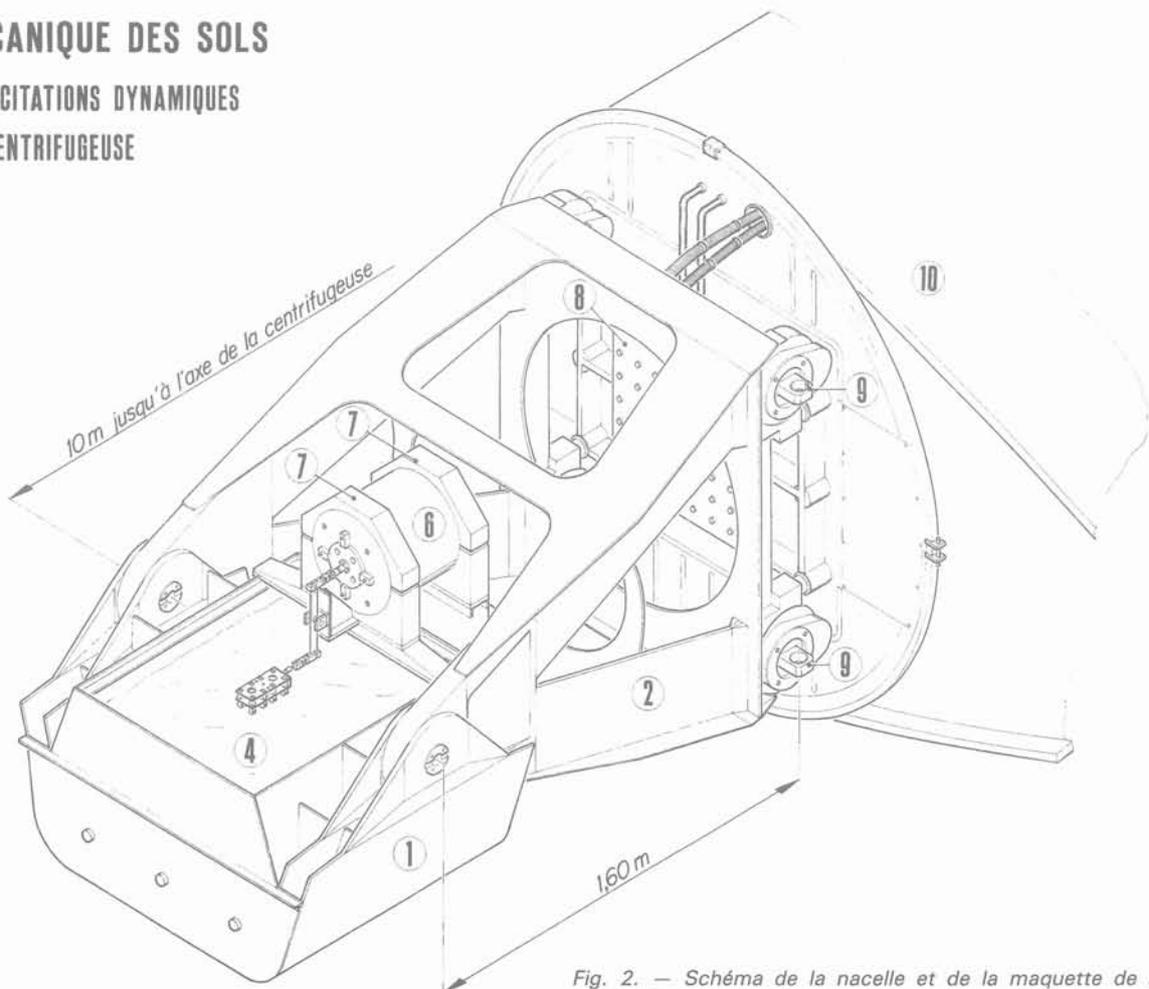


Fig. 2. — Schéma de la nacelle et de la maquette de sol.
Fig. 2. — View of the cradle and the soil scale-model.

2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

2.1. Conditions de sol en centrifugation

Sable sec :

Une moyenne de six pesées a permis d'estimer la masse de sable embarqué à 337 kg. La masse volumique déterminée est de l'ordre de $1\,400\text{ kg/m}^3$; l'indice des vides e_0 est de l'ordre de 0,93. Des mesures du déplacement vertical en cours de centrifugation ont montré que le tassement était faible ; il est de l'ordre de 2 mm pour une épaisseur de sable de 38 cm ; en conséquence, l'indice des vides ne varie pratiquement pas.

Sable saturé :

Pour saturer le sable, nous avons introduit un tuyau au fond de la cellule, par lequel s'écoulait de l'eau à un très faible débit pendant 24 heures. La masse de sable saturé embarqué est de l'ordre de 472 kg ; la masse volumique estimée est alors de $1\,900\text{ kg/m}^3$.

2.2. Spécimens testés

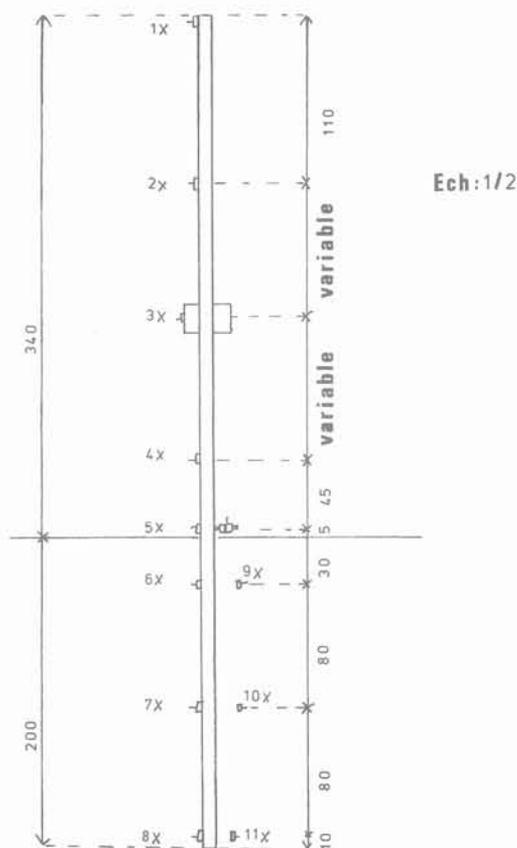


Fig. 3. — Spécimen en aluminium.
Fig. 3. — Aluminium testing specimen.

Le premier spécimen testé est un pieu en aluminium, partiellement ancré dans la maquette de sol (fig. 3).

Une masselotte en aluminium, de forme cylindrique, peut coulisser le long de la tige en aluminium de section circulaire. La hauteur de cette petite masse, que l'on peut régler à volonté, permet de faire varier les premiers modes de flexion du pieu.

L'instrumentation comporte cinq accéléromètres sur la partie aérienne, trois dans la partie enterrée et trois autres placés à 15 mm de l'axe du pieu en aluminium.

2.3. Acquisition des signaux analogiques

Tous les signaux ont été enregistrés sur bande magnétique au moyen d'un enregistreur Schlumberger 1600, en modulation de fréquence. Ces enregistreurs utilisent un moteur central à circuit imprimé de faible inertie, sur l'axe duquel est monté le cabestan. On supprime ainsi les courroies, cause de pleurage et de glissement. L'emploi de couloirs à dépression, placés entre les bobines et les circuits magnétiques, permet un défilement plus rigoureux devant les têtes. Le principe de l'enregistrement en modulation de fréquence est de transformer par un montage électronique une variation de tension en une variation de fréquence autour d'une fréquence centrale. L'emploi de ce procédé permet d'atteindre un taux de modulation de 40 % avec une bonne linéarité.

Les caractéristiques de l'enregistrement sont :

- Largeur de bande : 25,4 mm
- Vitesse de défilement de la bande : 19 cm/s
- Bande passante : 0 Hz - 2 500 Hz
- Rapport signal/bruit : 46 dB

Au début des essais, afin d'obtenir un codage correct en vue de la numérisation ultérieure des signaux, nous avons procédé à l'enregistrement d'une tension de calibration sur chaque piste de l'enregistreur à partir d'un signal de référence, identique pour les 14 voies d'enregistrement.

2.4. Numérisation et traitement

Tous les signaux sont relus à l'aide du même enregistreur et envoyés à un multiplexeur, dont chaque voie est munie d'un échantillonneur-bloqueur et d'un filtre anti-repliement.

Ces filtres sont constitués, pour chaque voie, de deux filtres passe-bas de Tchebycheff d'ordre 6, placés en cascade. Leur atténuation est de 96 dB/octave au-delà de la fréquence de coupure. La fréquence d'anti-repliement est programmable par l'utilisateur. La fonction temporelle filtrée subit un échantillonnage ; la mémoire d'entrée permet le stockage de 1 024 points temporels ; la fréquence d'échantillonnage était fixée à 1 280 Hz.

Par application de la transformée de Fourier discrète, les fonctions de réponse en fréquence calculées sont stockées sur 512 points ; la résolution de ces fonctions est de 1,25 Hz.

Le calcul de la transformée de Fourier discrète est fonction de la forme de la fenêtre d'observation. Pour atténuer la distorsion des spectres obtenus par application de la T.F.D., nous devons choisir judicieusement les fenêtres limitant la durée du signal ; il faut que leur spectre possède des lobes latéraux aussi peu amples et aussi étalés que possible. La fenêtre rectangulaire est trop abrupte. Nous avons choisi la fenêtre de Hanning, définie dans le domaine temporel par :

$$\Psi(t) = 0,5 \left(1 + \cos 2 \pi \frac{t}{\theta} \right) \quad 0 \leq t \leq \theta \quad (2.1)$$

où θ désigne la durée de la fenêtre temporelle.

La fonction de réponse peut être calculée directement en effectuant le rapport des transformées de Fourier des signaux d'accélération et de force ; en fait, la méthode d'estimation utilisée effectue des opérations sur les spectres de puissance des signaux.

$$G(\omega) = \frac{G_{yx}(\omega)}{G_{xx}(\omega)} \quad (2.2)$$

$G_{yx}(\omega)$ représente les interspectres de puissance entre les signaux d'excitation et de réponse ; c'est la transformée de Fourier du produit de corrélation de $x(t)$ avec $y(t)$.

$G_{xx}(\omega)$ représente l'autospectre de puissance du signal d'excitation ; c'est la transformée de Fourier du produit d'autocorrélation de $x(t)$. Cette méthode d'estimation permet le calcul de la cohérence :

$$\gamma_{yx}^2(\omega) = \frac{[G_{yx}(\omega)]^2}{G_{xx}(\omega) G_{yy}(\omega)} \quad (2.3)$$

Si $\gamma^2 = 1$, il y a une causalité parfaite de la réponse par rapport à l'excitation et une absence totale de bruit.

Si $\gamma^2 < 1$, la réponse est en partie due au bruit environnant ; c'est un critère de non-corrélation entre les signaux.

2.5. Identification modale

Les caractéristiques dynamiques d'une structure restent souvent une notion abstraite, liée au résultat d'un calcul par une méthode d'approximation variationnelle. Pour le spécialiste du calcul des structures, un mode est souvent assimilé aux notions de valeurs propres et de vecteurs propres d'un système matriciel. Dans notre analyse, un mode est considéré comme un pôle commun à toutes les inertances associées à notre système sol-pieu.

L'identification modale est l'ensemble des techniques permettant la détermination des paramètres modaux d'une structure : fréquences propres, amortissements modaux et déformées modales.

Dans le cas d'une excitation en un seul point, la fonction de réponse en fréquence mesurée est considérée comme la somme de fractions rationnelles dont chacune exprime la réponse d'un mode propre :

$$G(\omega) = - \frac{1}{\mu \omega^2} + \sum_{r=1}^n \frac{A^r}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2 j \omega \omega_r \xi_r} + C \quad (2.4)$$

n : Nombre de modes dont la pulsation se trouve dans la bande de fréquence étudiée,

C : Influence des modes d'ordre supérieur,

μ : Influence des modes d'ordre inférieur et des mouvements de corps rigide,

A^r : Amplitude du mode r pour un point d'excitation et le point de mesure fixés,

ξ_r : Amortissement visqueux équivalent.

A partir des fonctions de réponse en fréquence mesurées, nous utilisons l'algorithme MDOF (« Multi Degree of Freedom ») pour extraire les paramètres modaux : fréquences, amortissements, amplitude et déphasage ; le principe de cette technique repose, dans le domaine temporel, sur l'analyse de la transformée inverse de Fourier de la fonction de réponse en fréquence $G(\omega)$: la « réponse impulsionnelle » est ainsi décomposée en une série d'exponentielles complexes.

A l'aide de cette technique d'identification, nous avons analysé les courbes fréquentielles issues de tous les capteurs.

2.6. Représentation d'une fonction à valeurs complexes

Les rapports accélération sur force, ou inertance, mesurés sont, dans le domaine des fréquences, des fonctions à valeurs complexes de la forme :

$$G(\omega) = \text{Re}(\omega) + j \text{Im}(\omega) \quad (2.5)$$

où $\text{Re}(\omega)$ désigne la partie réelle de $G(\omega)$, et $\text{Im}(\omega)$ est la partie imaginaire de $G(\omega)$.

– *Représentation de Bode* :

$G(\omega)$ peut être exprimée par :

$$G(\omega) = |G(\omega)| e^{j \Phi} \quad (2.6)$$

On exprime alors le module

$$|G(\omega)| = \sqrt{\text{Re}^2(\omega) + \text{Im}^2(\omega)}$$

et la phase $\Phi = \tan^{-1} \frac{\text{Im}(\omega)}{\text{Re}(\omega)}$ en fonction de la pulsation ω .

– *Représentation de Nyquist* :

La partie imaginaire $\text{Im}(\omega)$ est exprimée en fonction de la partie réelle.

– *Représentation de Nichols* :

Le module $|G(\omega)|$ est exprimé en fonction de la phase.

3. ÉTUDE DES NON-LINÉARITÉS

La présence de caractéristiques non-linéaires dans le système sol-fondation provoque sur les courbes fréquentielles mesurées des distorsions qui rendent hasardeuse la pratique de l'analyse modale sur un tel système. Basée sur l'algèbre linéaire, l'analyse modale ne convient pas à la description des systèmes non-linéaires ; la validité de l'identification modale peut être gravement compromise.

L'étude expérimentale d'un système non-linéaire, dont le modèle mathématique n'est pas connu a priori, peut s'effectuer en trois phases :

- la détection ;
- la caractérisation ;
- la quantification.

Nous présentons plusieurs méthodes de détection qui sont du ressort de l'analyse des signatures :

- distorsion des diagrammes de Nyquist ;
- transformée de Hilbert.

L'étude des harmoniques n'est pas évoquée.

La caractérisation est effectuée par comparaison des courbes expérimentales et des courbes issues de simulations de non-linéarités. Des méthodes sont proposées en vue d'une estimation quantitative.

3.1. Comparaison entre la fonction de réponse en fréquence mesurée et la fonction générée à partir des paramètres modaux

3.1.1. Plan de Bode

La superposition, dans le plan de Bode, de la courbe fréquentielle mesurée et de la courbe reconstituée à partir des paramètres modaux extraits par MDOF laisse à penser que les valeurs des amplitudes A^r des inertances sont correctement évaluées. Ceci n'est vrai que dans le domaine des faibles valeurs de sollicitations effectuées sur nos essais (fig. 4 et 5).

Des essais de vibrations sur pieux, réalisés par M.P. LUONG à un fort niveau de sollicitation, montrent que la superposition des courbes n'est plus possible (fig. 6).

La courbe de principe 7 laisse supposer l'existence d'une gamme de force au-delà de laquelle l'influence du comportement non-linéaire est très importante.

3.1.2. Plan de Nyquist

Dans le plan de Nyquist, les écarts dans le cas de faibles sollicitations se manifestent ; la courbe mesurée a une forme aplatie et protubérante laissant croire à la présence de plusieurs modes ; la courbe calculée à partir des paramètres modaux est une ellipse, ce qui traduit un amortissement visqueux équivalent important, de l'ordre de 3 %. Rappelons que dans le cas d'un amortissement hystérétique, nous obtenons théoriquement des cercles modaux parfaits, que la fonction mesurée soit une réceptance, une mobilité ou

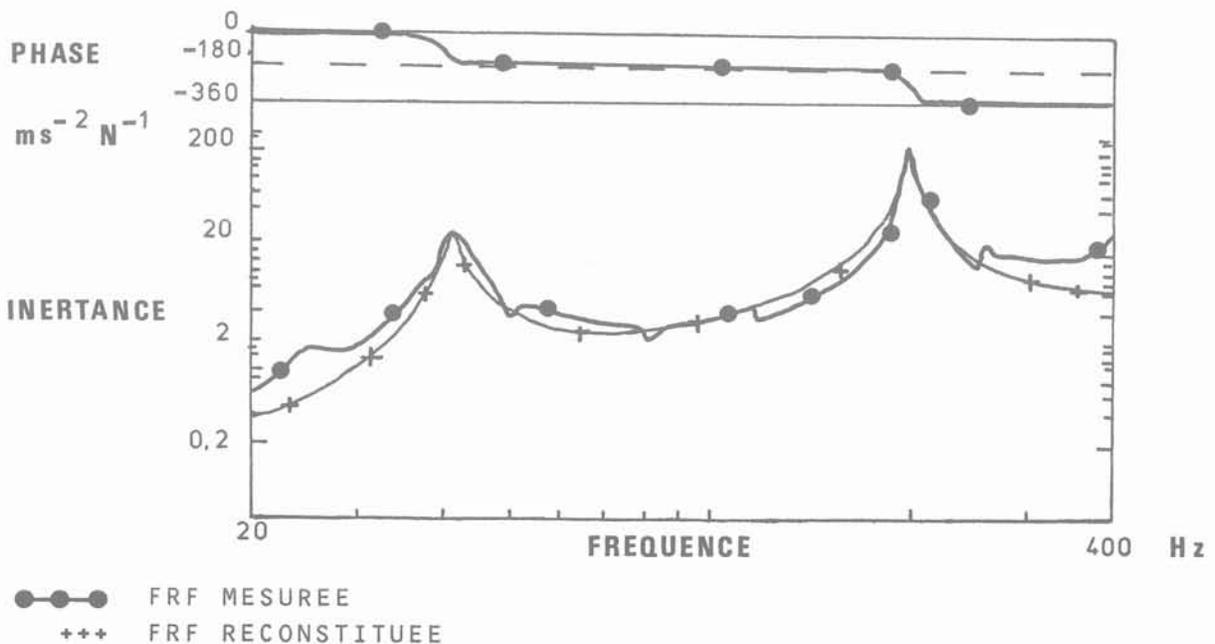


Fig. 4. — Superposition des courbes mesurées et reconstituées pieu-aluminium $H = 14$ sable sec.
Fig. 4. Measured and reconstructed curves superimposition aluminium-pile $H = 14$ dry sand.

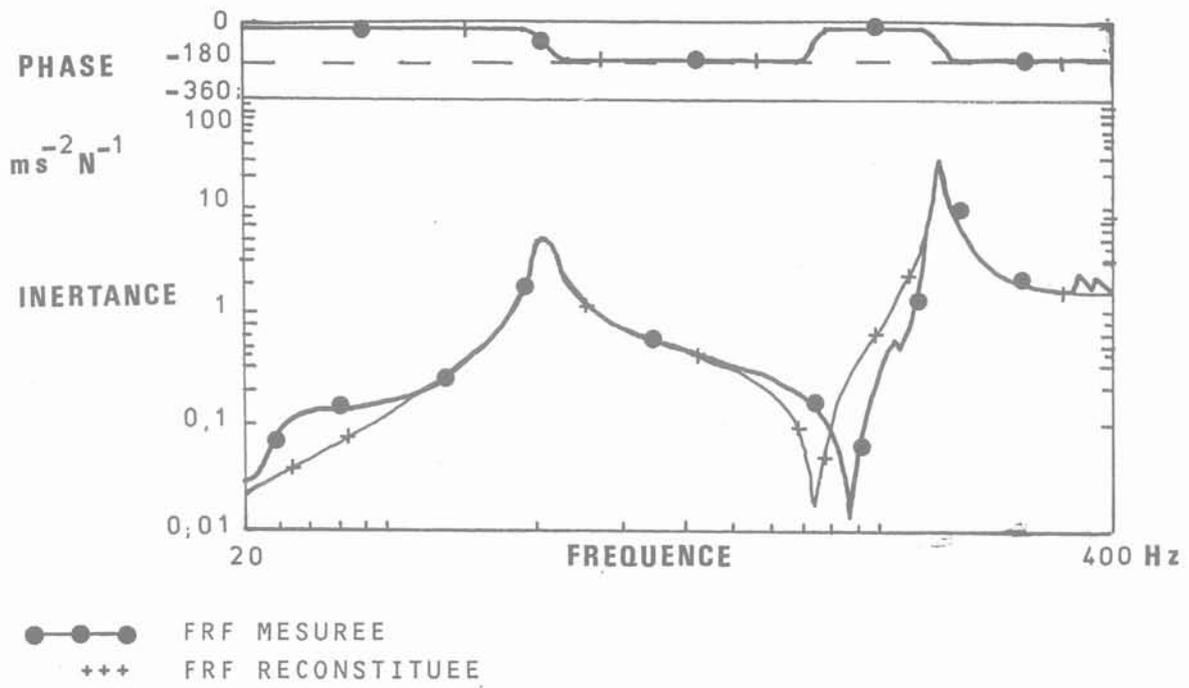


Fig. 5. — Superposition des courbes mesurées et reconstituées pieu acier-sable saturé
 Fig. 5. — Measured and reconstructed curves superimposition steel pile-saturated sand.

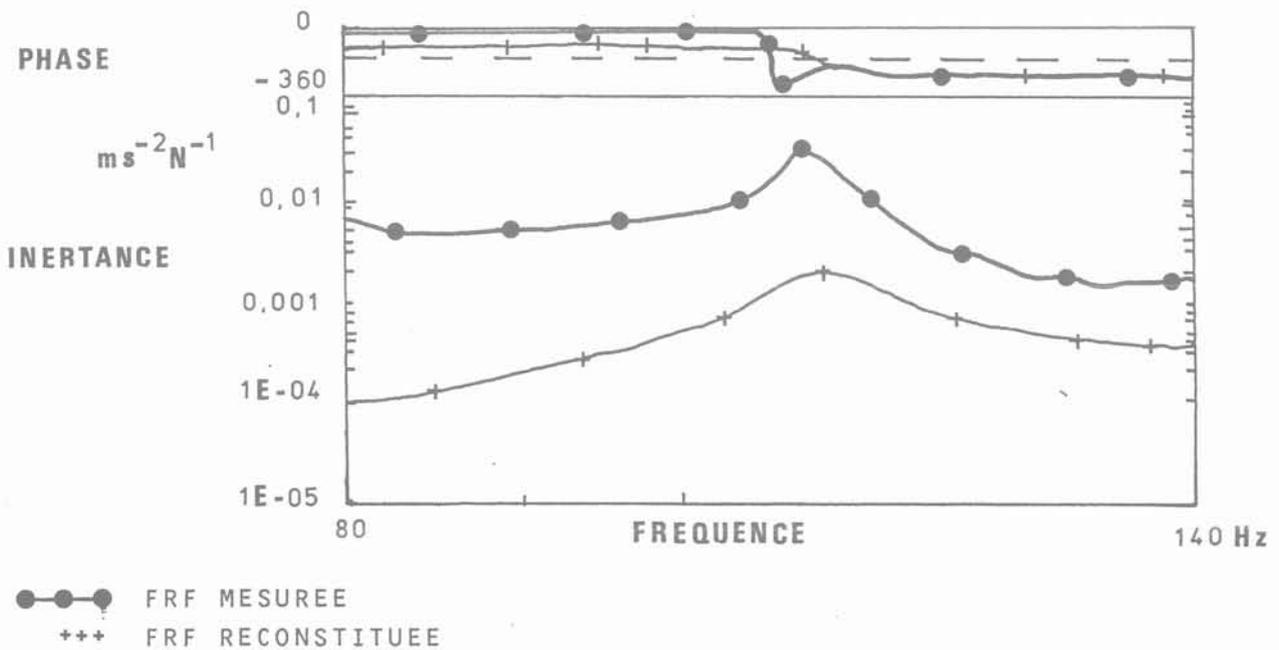


Fig. 6. — Superposition de la FRF mesurée et de la FRF reconstituée (essai Luong F = 300 N capteur 3X).
 Fig. 6. — Measured and reconstructed FRF superimposition (Luong test F = 300 N - 3X transductor).

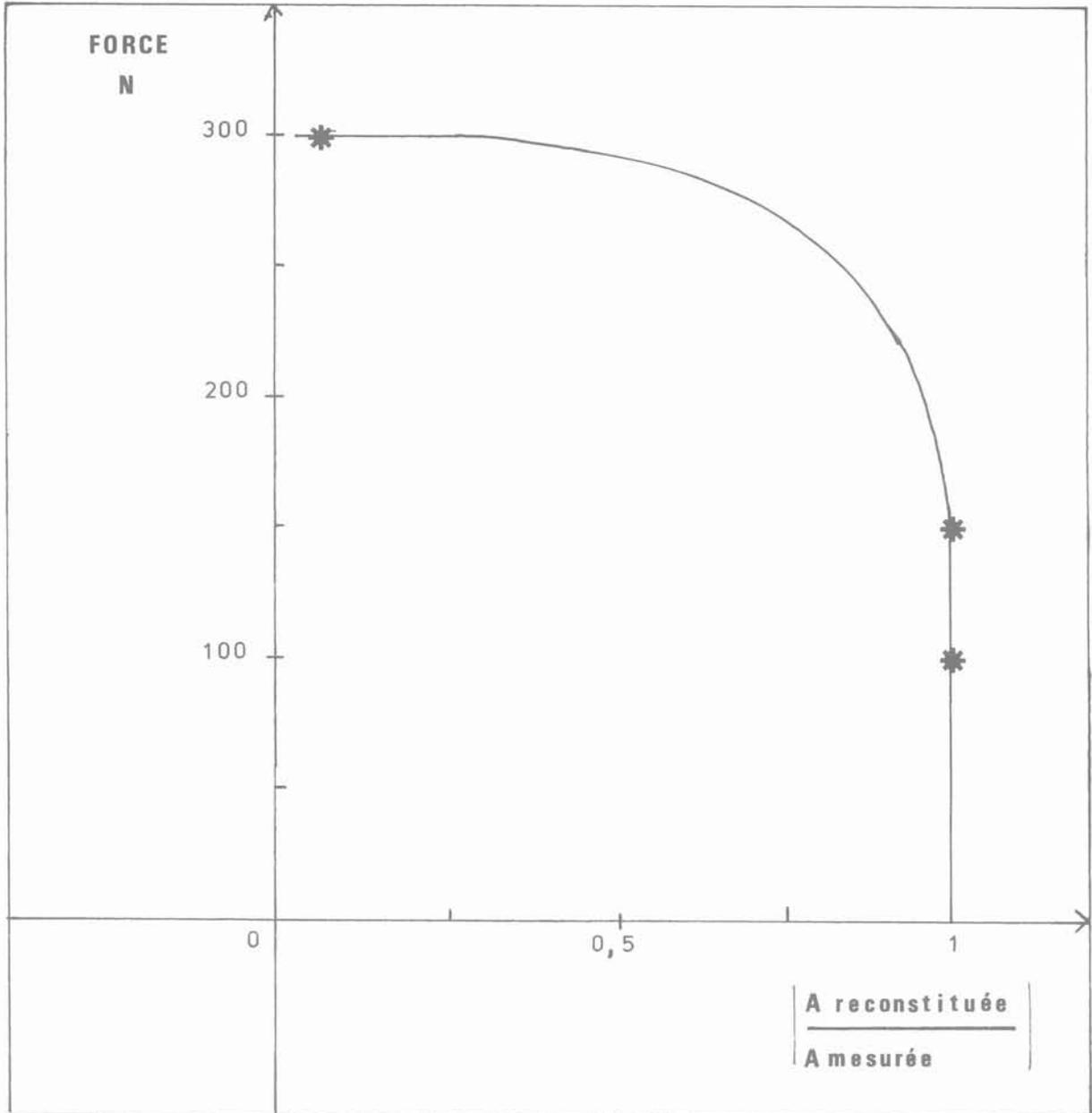


Fig. 7. — Courbe de principe montrant que pour une gamme de force, le comportement non-linéaire est important (essai Luong, 1 pieu).

Fig. 7. — Curve which shows that for a force range, the non-linear behaviour is important (Luong test, single pile).

une inertance ; par contre, ceci n'est valable pour un amortissement visqueux que dans le cas d'une mobilité.

Ainsi, la méthode d'identification modale, selon un modèle linéaire, n'est pas réalisable à partir des courbes fréquentielles obtenues par une excitation sinusoï-

dale sur les modèles de fondation que nous avons étudiés.

Rappelons que la réceptance est le rapport déplacement sur force, la mobilité désigne le rapport vitesse sur force et l'inertance est le rapport accélération sur force.

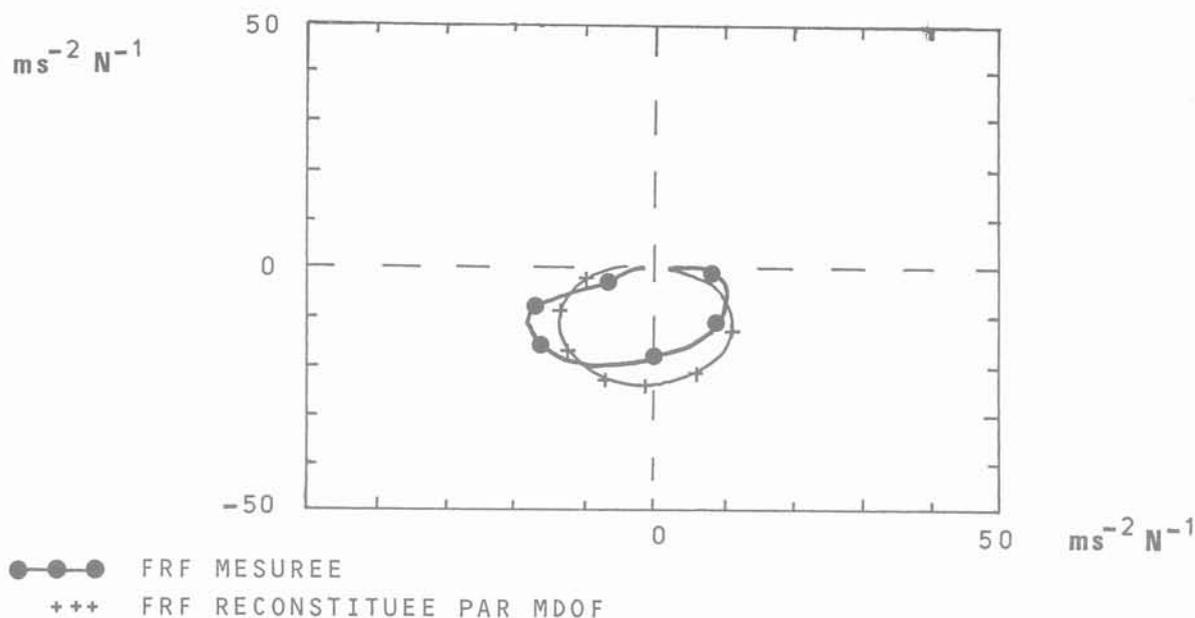


Fig. 8. — Lieu de Nyquist :
FRF mesurée -
FRF reconstituée par MDOF.
Fig. 8. — Nyquist plot :
Measured FRF -
MDOF reconstructed FRF.

3.2. Observations et interprétation sur la transformée inverse de Fourier ; application de la transformée de Hilbert

Lorsque l'on calcule la transformée inverse de Fourier d'une fonction de réponse en fréquence, on s'attend à obtenir une réponse temporelle entièrement située dans l'intervalle de temps positif. En pratique, l'application de la transformée inverse de Fourier discrète sur la partie mesurée de la fonction de réponse en fréquence revient à remplacer les modes à haute fréquence par des modes qui ont les mêmes caractéristiques d'amplitude et d'amortissement que les modes à basse fréquence. Par conséquent, la réponse temporelle ainsi calculée peut différer sensiblement de la réponse impulsionnelle d'un système même parfaitement linéaire. D'autre part, l'utilisation de la transformée de Fourier discrète fait translater les éventuelles parties non-causales qui devraient figurer dans les temps négatifs, dans la deuxième moitié de l'intervalle de temps considéré.

La figure 9 montre la transformée inverse de Fourier d'une fonction de réponse issue de nos expériences en sable saturé. Elle présente des pseudo-sinusoïdes avec des enveloppes exponentielles décroissantes pour la partie causale et des pseudo-sinusoïdes avec une enveloppe exponentielle croissante pour la partie non-causale.

3.2.1. Relations entre non-causalité et non-linéarité

La méthode des éléments finis en mécanique des milieux continus repose sur le calcul variationnel utilisant des fonctionnelles.

Une fonctionnelle est donnée par la relation :

$$J(y) = \int_{x_1}^{x_2} F(x, y, \dot{y}, \ddot{y}) dx \tag{3.1}$$

Entre deux points (x₁, y₁), (x₂, y₂), J(y) dépend du chemin que prend y(x) entre les points x₁ et x₂.

La fonctionnelle décrit tout phénomène physique dépendant de l'histoire du chargement x(t), de la vitesse $\dot{x}(t)$ et de son accélération $\ddot{x}(t)$. Pour les systèmes mécaniques non-linéaires, dont la réponse dépend non seulement de l'histoire du chargement mais aussi du niveau de l'excitation, on conçoit que les fonctionnelles constituent un cadre mathématique approprié pour l'étude de non-linéarités.

Les travaux développés dans la littérature par FRECHET [6], HAOUI [7] et SCHETZEN [14] sont développés.

— Développement en série de Volterra de la réponse d'un système physique :

VOLTERRA, en 1880, généralisa les séries de Taylor s'appliquant aux fonctions continues, aux fonctionnelles continues. En 1910, FRECHET [6] démontra que toute fonctionnelle continue peut être représentée par une série de fonctionnelles d'ordres entiers, série dont la convergence est uniforme dans tout ensemble compact de fonctions continues.

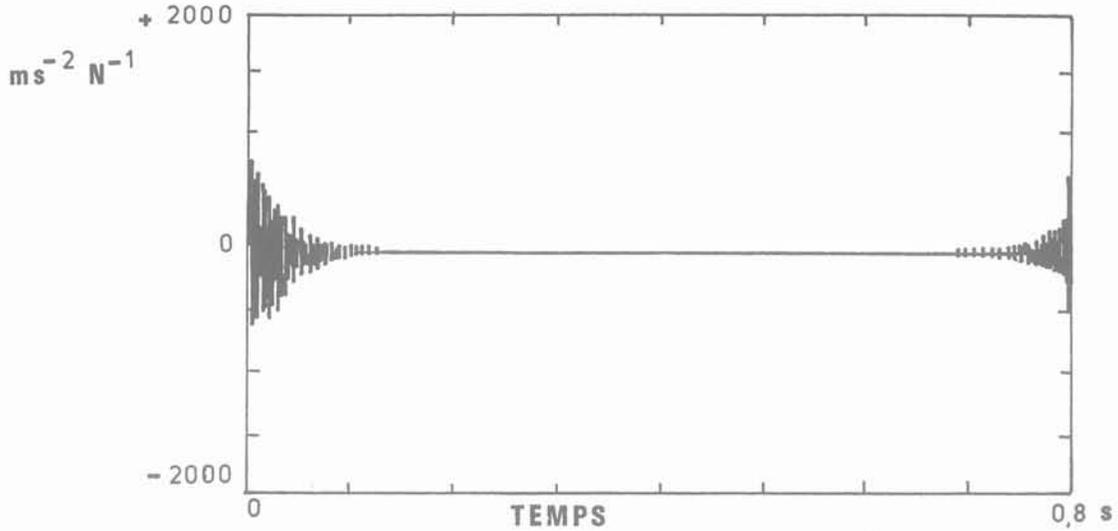


Fig. 9. — Transformée inverse de Fourier $g(t)$ de la fonction $g(\omega)$ mesurée.

Fig. 9. — $g(t)$ Fourier Inverse Transform of $G(\omega)$ measured function.

La réponse $y(t)$ est traduite par une convolution linéaire entre l'entrée $x(t)$ et la réponse dite impulsionnelle du système $h_1(t)$:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h_1(\tau) x(t-\tau) d\tau \quad (3.2)$$

On étend la convolution aux systèmes non-linéaires en faisant appel à une série dont le premier terme est égal à l'expression (3.2) et dont les termes suivants font appel aux convolutions multiples :

$$\begin{aligned} y(t) = & \int_{-\infty}^{+\infty} h_1(\tau) x(t-\tau) d\tau \\ & + \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h_2(\tau_1, \tau_2) x(t-\tau_1) x(t-\tau_2) d\tau_1 d\tau_2 \\ & + \dots + \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \\ & \int_{-\infty}^{+\infty} h_p(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_p) x(t-\tau_1) \\ & x(t-\tau_2) \dots x(t-\tau_p) d\tau_1 d\tau_2 \dots d\tau_p \end{aligned} \quad (3.3)$$

Cette représentation a été utilisée récemment à l'ordre deux en hydrodynamique pour l'étude des efforts du second ordre sur une structure soumise à une houle aléatoire [5].

— Conséquence de cette hypothèse sur la transformée inverse de Fourier, HAOUI [7] :

Dans la relation (3.3), $h_p(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_p)$ est le $p^{\text{ième}}$ noyau de Volterra ; il est interprété comme une réponse impulsionnelle à p dimensions.

La causalité du système non linéaire est assurée si et seulement si :

$$h_p(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_p) = 0 \quad \tau_j < 0 \quad j = 1, 2, \dots, p \quad (3.4)$$

Posons :

$$y(t) = \sum_{p=1}^n y_p(t) \quad (3.5)$$

où :

$$\begin{aligned} y_p(t) = & \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \\ & h_p(\tau_1, \dots, \tau_p) x(t-\tau_1) \dots x(t-\tau_p) d\tau_1 \dots d\tau_p \end{aligned} \quad (3.6)$$

SCHETZEN [14] a montré, en utilisant la transformée de Fourier multidimensionnelle, que la représentation spectrale du $p^{\text{ième}}$ opérateur de Volterra peut s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned} Y_p(f) = & \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \\ & \tilde{h}_p(f-f_1, f_1-f_2, \dots, f_{p-1}-f_p) df_1 \dots df_{p-1} \end{aligned} \quad (3.7)$$

h_p représente la transformée de Fourier à p dimensions du $p^{\text{ième}}$ noyau de Volterra.

$$\tilde{h}_p(f_1 \dots f_p) = \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} h_p(\tau_1, \dots, \tau_p) e^{-i2\pi(f_1\tau_1 + \dots + f_p\tau_p)} d\tau_1 \dots d\tau_p \quad (3.8)$$

La fonction de réponse en fréquence est donnée par la relation :

$$G(f) = \frac{\sum_{p=1}^n \gamma_p(f)}{X(f)} \tag{3.9}$$

$$G(f) = \sum_{p=1}^n \frac{1}{X(f)} \left[\int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{h}_p(f-f_1, f_1-f_2, \dots, f_{p-1}) X(f-f_1) X(f_1-f_2) \dots X(f_{p-1}) df_1 df_2 \dots df_{p-1} \right] \tag{3.10}$$

La transformée inverse de Fourier unidirectionnelle s'écrit :

$$g(t) = \sum_{p=1}^n \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{h}_p(f_1, f_2, \dots, f_p) X(f_2) \dots X(f_p) \frac{e^{i2\pi(f_1+f_2+\dots+f_p)t}}{X(f_1+f_2+\dots+f_p)} df_1 \dots df_p \tag{3.11}$$

On remarque que cette fonction dépend de X(f) donc de la nature de l'excitation x(t).

— Cas particulier idéal :

Prenons une distribution de Dirac comme signal d'excitation :

$$x(t) = \delta(t-t_0) \tag{3.12}$$

$$x(f) = e^{-i2\pi ft_0} \tag{3.13}$$

Portons la relation (3.13) dans (3.11) :

$$g(t) = \sum_{p=1}^n h_p(t, t, \dots, t) \tag{3.14}$$

g(t) est causal d'après (3.4).

— Cas général

Si x(t) n'est pas une impulsion, la fonction g(t) est, en général, non-causale et n'a pas de sens physique d'après VINH [16].

Exemple :

Si :

$$x(t) = \delta(t) + \delta(t-t_0) \tag{3.15}$$

$$X(f) = 1 + e^{-i2\pi ft_0} \tag{3.16}$$

$$g(t) = \sum_{p=1}^n \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\tilde{h}(f_1, \dots, f_p) \left[1 + e^{-2i\pi f_1 t_0} \right] e^{2i\pi(f_1 + \dots + f_p)t}}{1 + e^{-2i\pi(f_1 + \dots + f_p)t_0}} df_1 \dots df_p \tag{3.17}$$

En s'arrêtant au deuxième ordre dans la série, le résultat pouvant être généralisé, nous avons :

$$g(t) = h_1(t) + h_2(t, t) + \sum_{m=0}^{\infty} \{h_2(t+2mt_0, t+(2m+1)t_0) - h_2(t+(2m+1)t_0, t+2(m+1)t_0)\} \tag{3.18}$$

Pour t < - p t₀, nous avons :

$$g(t) = \sum_{m=0}^{\infty} h_2[t+2mt_0, t+(2m+1)t_0] - h_2[t+(2m+1)t_0, t+2(m+1)t_0] \tag{3.19}$$

La fonction g(t), a priori, n'est pas causale.

Sous réserve d'admettre la représentativité du comportement des systèmes non-linéaires par les séries de Volterra, et de généraliser le résultat obtenu dans le cas de deux impulsions, nous pouvons considérer que la fonction définie comme la transformée d'un système non-linéaire est non-causale quand le signal d'excitation diffère d'une distribution de Dirac, d'après les travaux effectués par HAOUI [7].

3.2.2. Application de la transformée de Hilbert

La transformée de Hilbert est connue dans son principe par les spécialistes de l'automatique et de l'électricité ; les premières applications de cette transformée à la dynamique des structures ont été faites en France par VINH en 1984 [16].

La transformée de Hilbert est définie par l'intégrale de Cauchy :

$$H [G(\omega)] = - \frac{1}{j\pi} VP \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{G(\Omega)}{\Omega - \omega} d\Omega \tag{3.20}$$

où VP désigne la valeur principale de Cauchy.

Dans le domaine temporel, on obtient, par application de la transformée inverse de Fourier :

$$F^{-1} \{H[G(\omega)]\} = (2 U(t) - 1) \cdot g(t) \tag{3.21}$$

U(t) est la fonction échelon unitaire de Heaviside ; on ramène donc la transformée de Hilbert à un produit

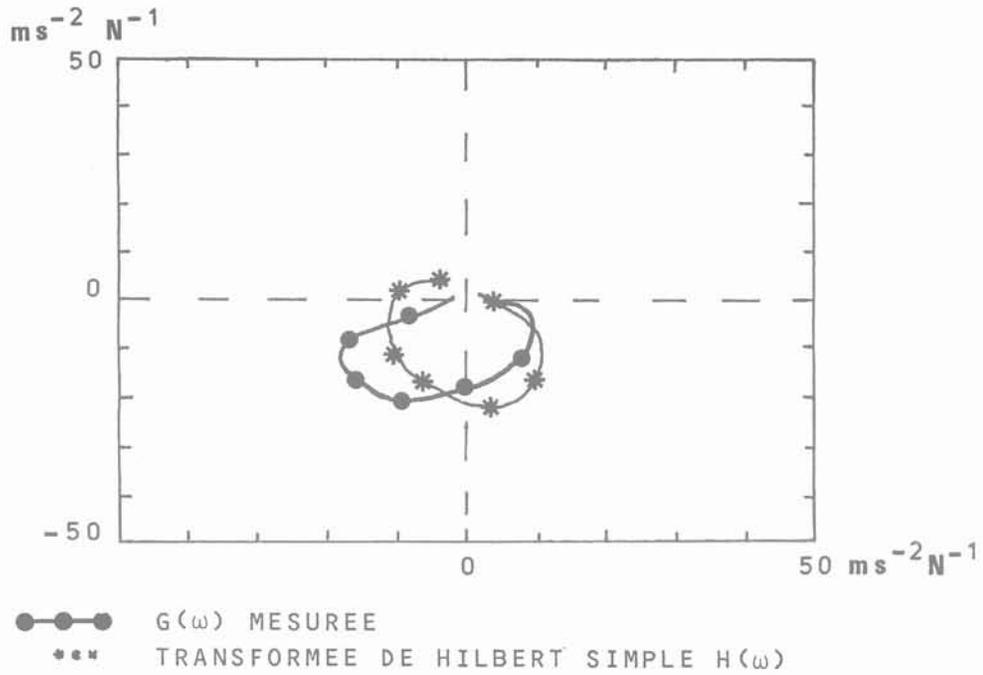


Fig. 10. - Lieu de Nyquist :
 $G(\omega)$ mesurée -
 Transformée de Hilbert simple $H(\omega)$.

Fig. 10. - Nyquist plot :
 Measured $G(\omega)$ -
 Simple Hilbert transform $H(\omega)$.

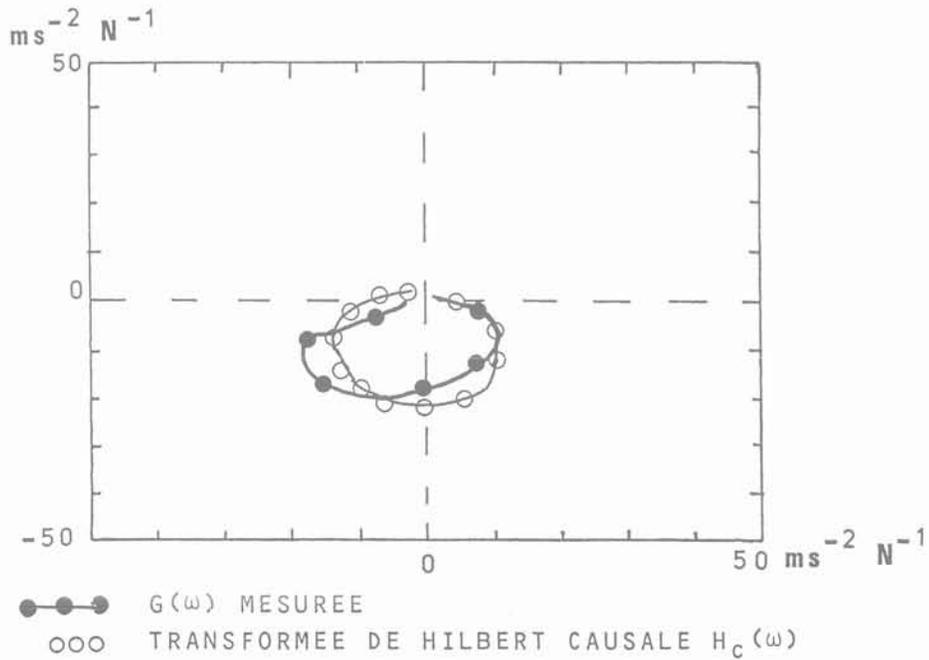


Fig. 11. - Lieu de Nyquist :
 $G(\omega)$ mesurée -
 Transformée de Hilbert causale $H_c(\omega)$.

Fig. 11. - Nyquist plot :
 Measured $G(\omega)$ -
 Causal Hilbert Transform $H_c(\omega)$.

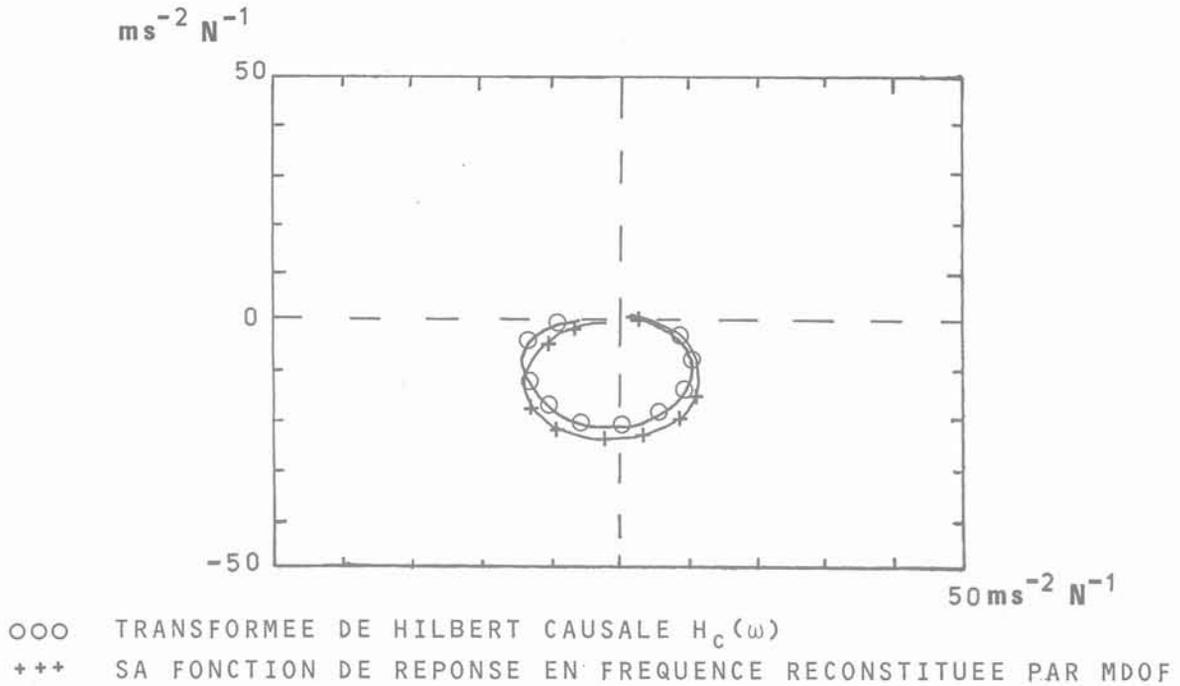


Fig. 12. — Lieu de Nyquist :
 Transformée de Hilbert causale $H_c(\omega)$ -
 sa fonction de réponse en fréquence reconstituée par MDOF.

Fig. 12. — Nyquist plot :
 Causal Hilbert transform $H_c(\omega)$ -
 its MDOF reconstructed frequency response function.

emporel simple, l'application de cette transformation changeant le signe de la partie non-causale.

HAOUI [7], en vertu de cette propriété, formule le critère de linéarité suivant :

- pour un système causal, si $G(\omega)$ désigne la fonction de réponse en fréquence pour une excitation différente d'une impulsion et si $H(\omega)$ est la transformée de Hilbert de $G(\omega)$, alors nous pouvons juger de la linéarité du système de la manière suivante :
- si $H(\omega) = G(\omega)$, le système est linéaire ou à comportement linéaire pour l'excitation considérée ;
- si $H(\omega) \neq G(\omega)$, le système est non-linéaire.

La figure 10 montre la superposition dans le plan de Nyquist de la fonction de réponse en fréquence mesurée avec sa transformée de Hilbert pour les mêmes données que la figure 8. D'après le critère précédent, la structure est donc non-linéaire.

3.2.3. Linéarisation par la transformée de Hilbert causale

HAOUI [7] définit la transformée de Hilbert causale $H_c(\omega)$:

$$H_c(\omega) = \frac{1}{2} [G(\omega) + H(\omega)] \tag{3.22}$$

La figure 11 montre la fonction $G(\omega)$ mesurée et sa transformée de Hilbert causale $H_c(\omega)$. La transformée de Hilbert causale efface évidemment les distorsions et protubérances de la fonction mesurée. Comme la

méthode MDOF, la transformée de Hilbert causale permet d'obtenir un système équivalent au système étudié ; elle s'applique à tout système mécanique pour lequel il n'est pas nécessaire de connaître, a priori, la nature des non-linéarités, même s'il est fortement non-linéaire.

L'extraction à l'aide de MDOF s'applique de façon satisfaisante à la transformée de Hilbert causale de nos résultats expérimentaux (fig. 12).

3.3. Tentatives d'identification des non-linéarités

Un certain nombre d'auteurs ont étudié l'influence des non-linéarités de comportement sur la réponse d'une structure approchée par un oscillateur à un degré de liberté :

$$m \ddot{x} + C(\dot{x}) \dot{x} + k(x) x = f(t) \tag{3.23}$$

Ce paragraphe va être consacré à l'analyse des signatures dans le domaine fréquentiel.

— Non-linéarité liée à la variation de la raideur

OKUBO [12] utilise une courbe « effort-déplacement » de la forme :

$$k(x) = k_0 (1 + \beta x^2) \tag{3.24}$$

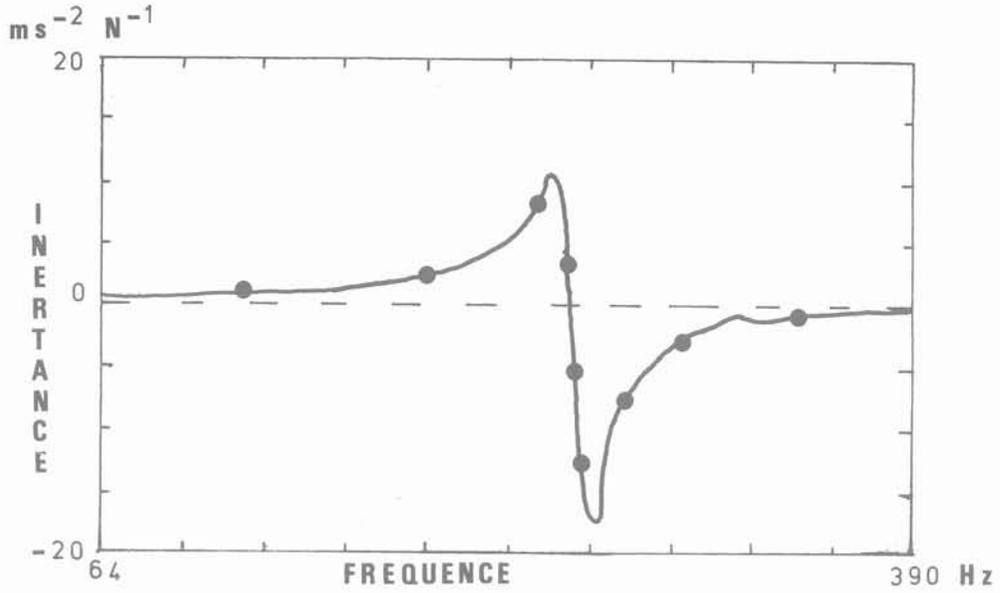


Fig. 13. — Partie réelle de $G(\omega)$ mesurée - Inertance.
 Fig. 13. — Measured $G(\omega)$ real part - Inertance.

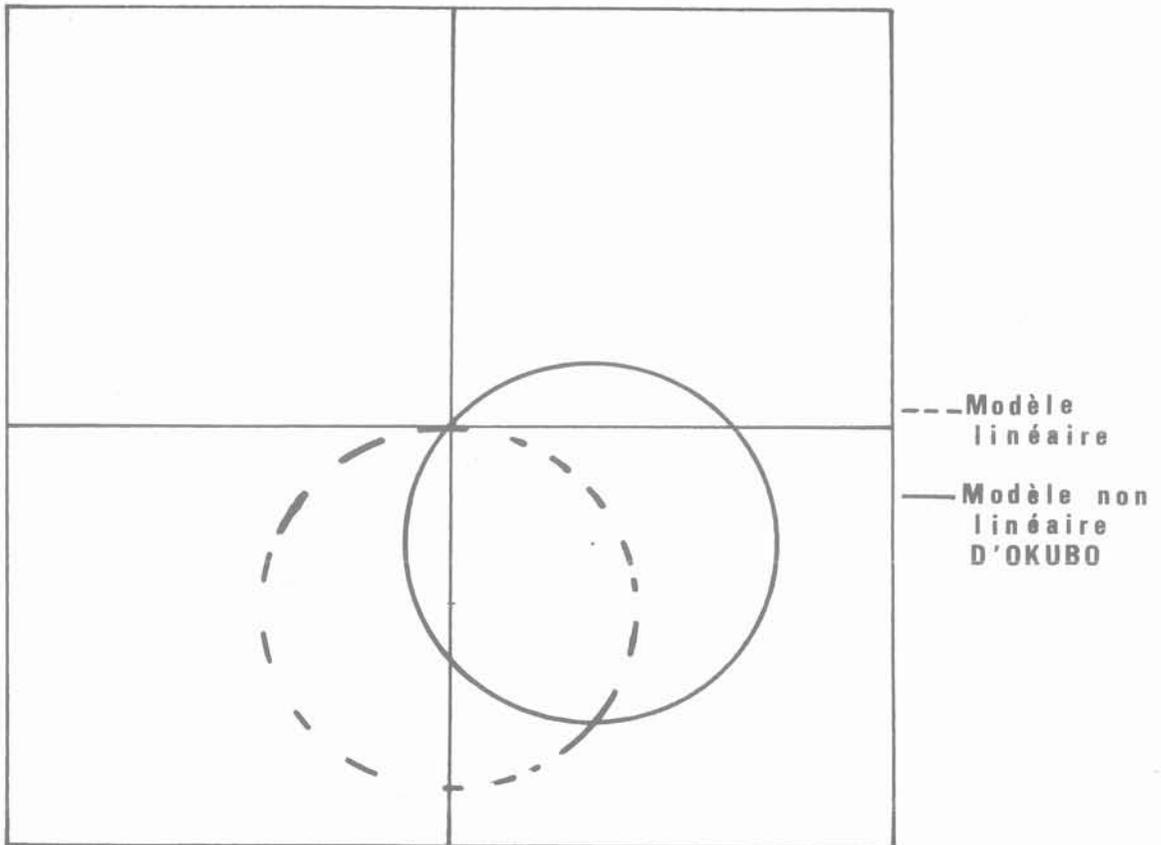


Fig. 14. — Rotation de la réponse $G(\omega)$ d'après OKUBO :
 Modèle linéaire
 Modèle non-linéaire d'Okubo.

Fig. 14. — Response $G(\omega)$ rotation after OKUBO :
 Linear model
 Okubo non-linear model.

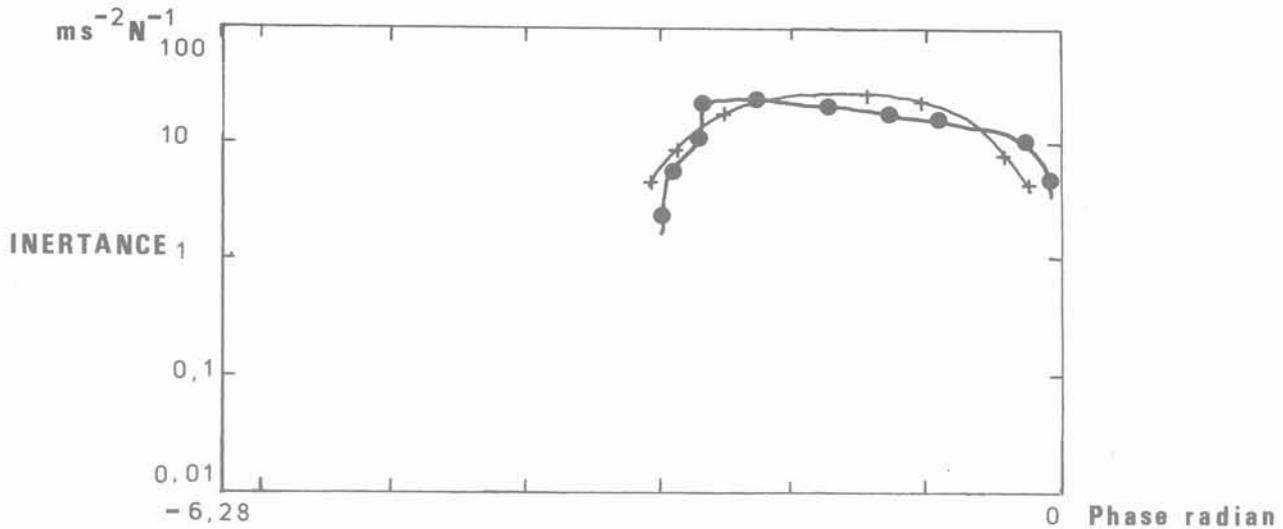


Fig. 15. — Représentation de Nichols.
Fig. 15. — Nichols plot.

Les conséquences de ce modèle de raideur sont les suivantes :

- une dissymétrie de la partie réelle de la réceptance autour de la fréquence de résonance. Par analogie, la figure 13 montre la dissymétrie obtenue dans les courbes « inertance-fréquence » issues de nos mesures (second mode de flexion du pieu) ;
- une rotation de la courbe de Nyquist qui croît avec la valeur du paramètre β (fig. 14).

LALLEMENT [9] ajoute que les courbes de Nyquist restent des cercles dans ce cas, mais la phase ne tourne pas de façon symétrique de part et d'autre de la pulsation propre.

La présentation de Nichols, où l'on exprime le module en fonction de la phase, met en évidence cette rotation non-symétrique ; on remarque que la fonction reconstituée à partir des paramètres modaux conserve la symétrie (fig. 15).

NORMAN [12] a calculé la réponse d'un système régi par une loi de comportement élasto-plastique ; il constate alors la naissance de pseudo-modes qui apparaissent comme la somme de modes très couplés.

- Non-linéarité liée à la variation de l'amortissement

LALLEMENT a étudié un amortissement $c(\dot{x})$ en \dot{x}^3 ; il note que cette non-linéarité déforme les lieux de Nyquist qui, restant symétriques par rapport à l'axe des imaginaires, deviennent elliptiques.

OKUBO a supposé, dans un de ses modèles, que l'amortissement change de valeur lorsque la vitesse \dot{x} dépasse un seuil : les lieux de Nyquist trouvent alors une forme ovoïde.

Les conclusions de ces auteurs sont issues d'expériences de simulation de non-linéarités soit par des méthodes analogiques, soit par des méthodes numériques.

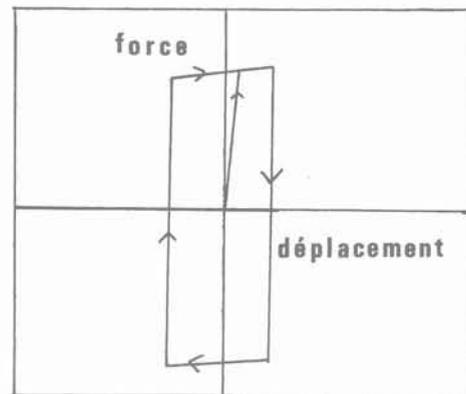


Fig. 16. — Plasticité - Loi étudiée par Norman en dynamique.
Fig. 16. — Plasticity - Law which has been studied by Norman in dynamic problem.

Application au système pieu-sol

Pour les résultats obtenus sur la figure 13, la dissymétrie de la partie réelle observée sur nos fonctions et la rotation non symétrique de la phase autour de la résonance dans le plan de Nichols laissent supposer une non-linéarité de raideur ; la forme elliptique de la figure 8 traduit une non-linéarité d'amortissement ; la présence d'une protubérance dans cette même figure pourrait être la conséquence d'une loi de comportement plastique, comme celle adoptée par NORMAN. Les résultats s'appliquent indifféremment aux résultats de vibrations sur le pieu en sable saturé et en sable sec.

Ces conclusions sont purement qualitatives ; dans le but de mettre en œuvre des méthodes plus performantes d'identification des non-linéarités, nous proposons un ensemble de stratégies possibles en vue d'une modélisation plus rigoureuse du phénomène physique.

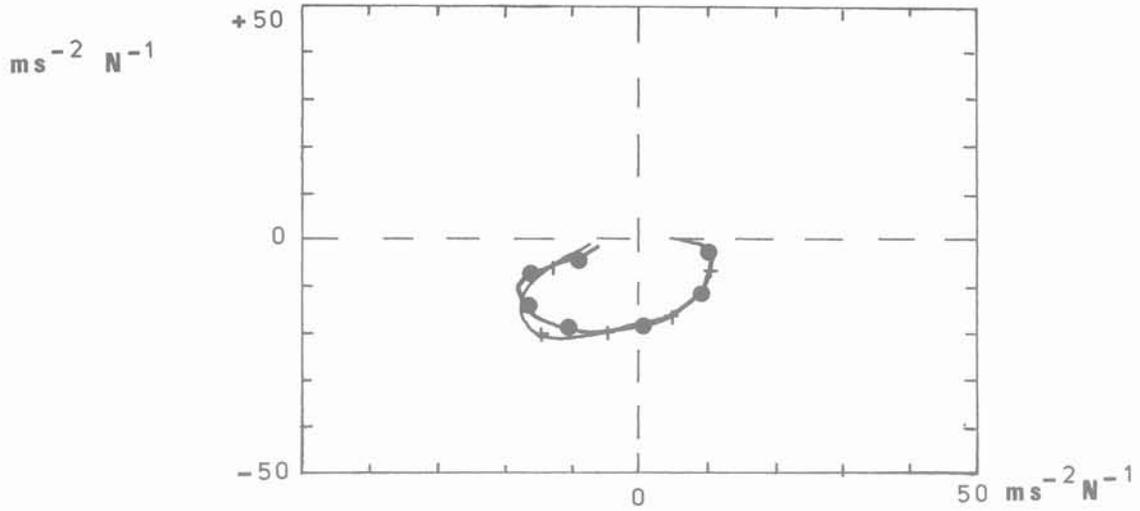


Fig. 17. — Lieu de Nyquist - Superposition de la FRF mesurée et de la FRF reconstituée en tenant compte de la partie non-causale.
 Fig. 17. — Nyquist plot - Measured FRF and reconstructed FRF superposition in which non causal part is taken into account.

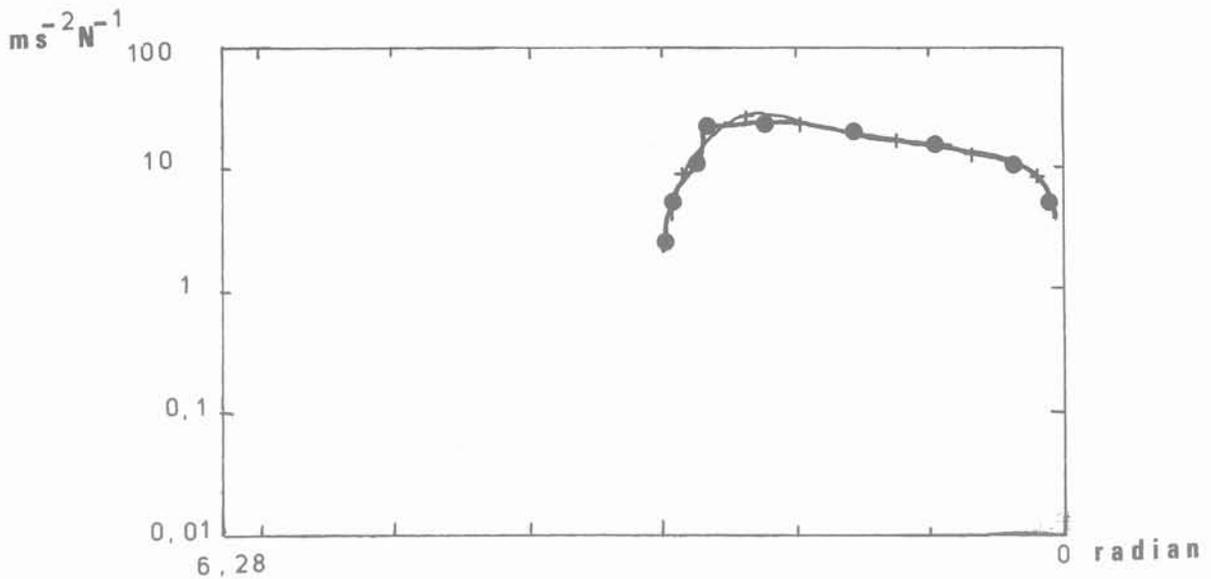


Fig. 18. — Diagramme de Nichols - Superposition de la FRF mesurée et de la FRF reconstituée en tenant compte de la partie non-causale.
 Fig. 18. — Nichols plot - Measured FRF and reconstructed FRF superposition in which non-causal part is taken into account.

3.4. Stratégies possibles en vue d'une modélisation

3.4.1. Reconstitution de la fonction expérimentale :

VILLEDIEU [15] propose une reconstitution de la fonction mesurée à partir des paramètres non-causaux. Il peut paraître intéressant d'inverser la position naturelle des points de la figure 9 et de cons-

truire une fonction sur la base de la partie non-causale à l'aide de la méthode MDOF. Cette fonction, reconstituée par les paramètres non-causaux extraits, est de nouveau inversée dans le domaine temporel. La superposition de la fonction reconstituée causale avec la fonction reconstituée non-causale, permet d'obtenir une fonction comparable à la fonction expérimentale. Dans le plan de Nyquist, ou dans le plan de Nichols, la reconstitution de la fonction mesurée est assez satisfaisante.

Nous devons remarquer que cette reconstitution, si elle donne un résultat encourageant, n'est pas justifiée sur le plan théorique.

3.4.2. Calcul des moments spectraux

Nous avons utilisé le signe des moments spectraux afin de modéliser le type de non-linéarité rencontrée.

HAOUI [7] utilise l'expression des moments statistiques afin de classifier les types de non-linéarités. Suivant le signe des moments statistiques, il montre que l'on est en présence soit d'un frottement de Coulomb, d'un amortissement quadratique, d'une rigidité quadratique, etc. (tableau 1).

En utilisant la transformée de Hilbert comme référence, il caractérise l'écart entre la fonction mesurée et sa transformée de Hilbert. Cette différence est désignée par la fonction de distorsion D(f) :

$$D(f) = G(f) - H(f) \tag{3.25}$$

Les moments statistiques peuvent être exprimés sous la forme générale :

$$m_D^n = \int_{f_1}^{f_2} f_n |D(f)| df \tag{3.26}$$

n = 0 :

$$m_D^0 = \int_{f_1}^{f_2} |D(f)| df \tag{3.27}$$

m_D^0 correspond à l'aire sous la courbe D(f).

n = 1 :

$$m_D^1 = \frac{1}{m_D^0} \int_{f_1}^{f_2} f |D(f)| df \quad f = \frac{m_D^1}{m_D^0} \tag{3.28}$$

f est la fréquence du centre de masse.

n = 2 :

$$\sigma_D^2 = \frac{1}{m_D^0} \int_{f_1}^{f_2} (f - \bar{f})^2 |D(f)| df \tag{3.29}$$

σ_D est l'écart quadratique.

n = 3 :

$$S_D = \frac{1}{\sigma_D^3 m_D^0} \int_{f_1}^{f_2} (f - \bar{f})^3 |D(f)| df \tag{3.30}$$

S_D est le coefficient d'asymétrie.

n = 4 :

$$C_D = \frac{1}{\sigma_D^4 m_D^0} \int_{f_1}^{f_2} (f - \bar{f})^4 |D(f)| df \tag{3.31}$$

C_D est le coefficient d'aplatissement ou de concentration.

Dans l'application de ces formules, il est important que la caractérisation s'effectue séparément sur la partie réelle et la partie imaginaire de la fonction D(f), afin d'éviter la disparition des effets opposés. Si l'on veut obtenir des résultats comparables, il est indispensable que le critère de choix des bornes f_1 et f_2 soit identique pour tous les calculs. Nous avons choisi f_1 et f_2 par rapport à la valeur de la fréquence de résonance f_r pour le mode f.

$$f_1 = 0,8 f_r \tag{3.32}$$

$$f_2 = 1,2 f_r \tag{3.33}$$

Ces bornes d'intégration, d'après BONNARD [2], exploitent au maximum l'information au niveau de la résonance.

Nous avons utilisé ces formules à l'aide du logiciel « HILTRA » ; le tableau 2 donne les signes des moments spectraux pour les essais sur le spécimen en aluminium en sable saturé. Il est difficile, à partir des signes issus de nos fonctions mesurées, d'effectuer une corrélation avec le tableau 1 donné par HAOUI. Cela peut être expliqué par un couplage important des effets non-linéaires en raideur et en amortissement sur notre système sol-pieu. La disparité des signes est aussi valable pour les essais en sable sec.

3.4.3. Identification des noyaux de Wiener

Nous relatons les travaux de WIENER d'après l'ouvrage de SCHETZEN [14].

Cette méthode consiste à décomposer la fonctionnelle « entrée-sortie » du système étudié suivant les termes de séries, soit de Volterra, soit de Wiener.

Sur le plan mathématique, les conditions de convergence de la série de Volterra sont astreignantes ; les fonctionnelles de la série de Volterra ne sont pas orthogonales entre elles ; aussi, pour assurer la convergence, il faut que l'erreur tende vers zéro quand le nombre de termes tend vers l'infini, mais aussi que l'erreur concernant toutes les dérivées tende vers zéro.

WIENER ([14]) utilise les fonctionnelles non-homogènes.

On commence par définir la fonctionnelle de Volterra d'ordre zéro :

$$H_0 [x(t)] = h_0 \tag{3.34}$$

h_0 est une constante.

La fonctionnelle suivante est la fonctionnelle de Volterra non-homogène du premier degré,

Tableau 1 — Résultats d'identification des non-linéarités par les moments statistiques (d'après HAOUÏ, ([17])
 Table 1 — Identification results of non-linearities by statistic moment (after Haoui).

Moments spectraux	Frottement de Coulomb		Amortissement quadratique		Rigidité quadratique		Hystérésis non-linéaire	
	Re	Im	Re	Im	Re	Im	Re	Im
m	+	-	-	+	+	+	+	+
σ_2	-	+	-	+	-	-	-	-
s	+	+	-	-	-	+	+	-
c	+	-	-	+	+	+	+	+

Tableau 2. Résultats pour les essais en sable saturé pieu aluminium
 Table 2 — Results of tests in saturated sand - Aluminium pile.

Moments spectraux	H : Hauteur de la masse											
	H = 33,5		H = 30		H = 26		H = 22		H = 18		H = 14	
	Re	Im	Re	Im	Re	Im	Re	Im	Re	Im	Re	Im
m	+	-	-	-	-	+	+	-	+	+	-	+
σ^2	+	-	+	-	+	+	+	+	+	+	+	-
s	+	+	+	-	+	-	+	-	-	-	+	+
c	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	+

$$G_1 [h_1, h_{0(1)} ; x(t)] = H_1 [x(t)] + H_{0(1)} [x(t)] \tag{3.35}$$

$$G_1 [h_1, h_{0(1)} ; x(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} h_{1(\tau_1)} x(t-\tau_1) d\tau_1 + h_{0(1)} \tag{3.36}$$

$H_{0(1)}$ est la fonctionnelle de Volterra d'ordre zéro.

En généralisant cette relation, la fonctionnelle non-homogène d'ordre p s'écrit :

$$g_p [h_p, h_{p-1(p)}, \dots, h_{0(p)} ; x(t)] = \sum_{n=0}^p H_{n(p)} [x(t)] \tag{3.37}$$

$$g_p [h_p, h_{p-1(p)}, \dots, h_{0(p)} ; x(t)] =$$

$$h_{0(p)} + \sum_{n=1}^p \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{x(t-\tau_1) \dots}^{+\infty} h_{n(p)} (\tau_1, \dots, \tau_n) x(t-\tau_n) d\tau_1 \dots d\tau_n \tag{3.38}$$

Les fonctionnelles G de Wiener sont définies par la somme des fonctionnelles non-homogènes de Volterra, telles que leur moyenne temporelle soit nulle pour un signal d'excitation aléatoire Gaussien :

$$H_m [x(t)] g_n [k_n, k_{n-1(n)}, \dots, k_{0(n)} ; x(t)] = 0 \text{ pour } m < n \tag{3.39}$$

La fonction d'auto-corrélation de $x(t)$ est donnée par :

$$\phi_{xx}(\tau) = A \delta(\tau) \tag{3.40}$$

$g_n [k_n, k_{n-1(n)}, \dots, k_{0(n)} ; x(t)]$ est orthogonale à toute fonctionnelle de Volterra de degré strictement inférieur à n .

La réponse $y(t)$ d'un système non-linéaire soumis à une excitation $x(t)$ peut s'écrire,

$$y(t) = \sum_{p=0}^{\infty} G_n [k_n ; x(t)] \tag{3.41}$$

k_n est le noyau de Wiener d'ordre n .

SCHETZEN propose de générer des retards σ_i par des méthodes numériques et d'effectuer un moyennage. La figure 19 montre la procédure permettant de déterminer le noyau de Wiener d'ordre n par des corrélations multiples avec un signal d'entrée $x(t)$ aléatoire :

$$k_n(\sigma_1, \dots, \sigma_n) =$$

$$\frac{1}{n! A^n} \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} h_p(\tau_1, \dots, \tau_p)$$

$$x(t-\tau_1) \dots x(t-\tau_p) x(t-\sigma_1) \dots x(t-\sigma_n) d\tau_1 \dots d\tau_p \tag{3.42}$$

VINH a utilisé cette méthode à l'ordre deux pour des chocs programmés. Néanmoins, cette méthode reste limitée pour les noyaux d'ordre supérieur à deux par les temps de calcul nécessaires pour la détermination des corrélations multiples.

Ce procédé pourrait s'appliquer à la détermination des noyaux de Wiener d'un système « sol-structure » soumis à un séisme. En effet, on peut assimiler les accélérogrammes des séismes à des signaux d'entrée du type Gaussien et non-stationnaire (KREE [8]).

3.4.4. Approximation bidimensionnelle par les polynômes de Tchebycheff

L'étude des structures dynamiques linéaires repose sur le principe de superposition des équations différentielles à coefficients constants. L'équation étant résolue, la réponse de la structure peut être calculée explicitement en fonction du temps.

Pour les systèmes non-linéaires, les méthodes mathématiques, développées à partir des équations à coefficients non-constants, consistent, le plus souvent, à déterminer si le mouvement est périodique ou non, et, si oui, à calculer sa période. L'étude dans le plan de phase (x, \dot{x}) permet de donner les conditions d'équilibre du système (VOLTERRA [17]).

Il peut paraître intéressant d'obtenir expérimentalement un ensemble de points (x_i, \dot{x}_i) et d'appliquer une méthode d'optimisation en vue d'identifier les termes de couplage non-linéaire. La méthode d'identification présentée repose sur la recherche des formes approchées des forces internes du système. ARGOUL [1] propose une technique utilisant l'approximation bidimensionnelle par les polynômes de Tchebycheff à l'aide d'un procédé itératif.

Pour un système dynamique discrétisé à n degrés de liberté, on définit les forces internes f à partir de l'équation du mouvement :

$$f(x, \dot{x}) = p(t) - m \ddot{x}(t) \tag{3.43}$$

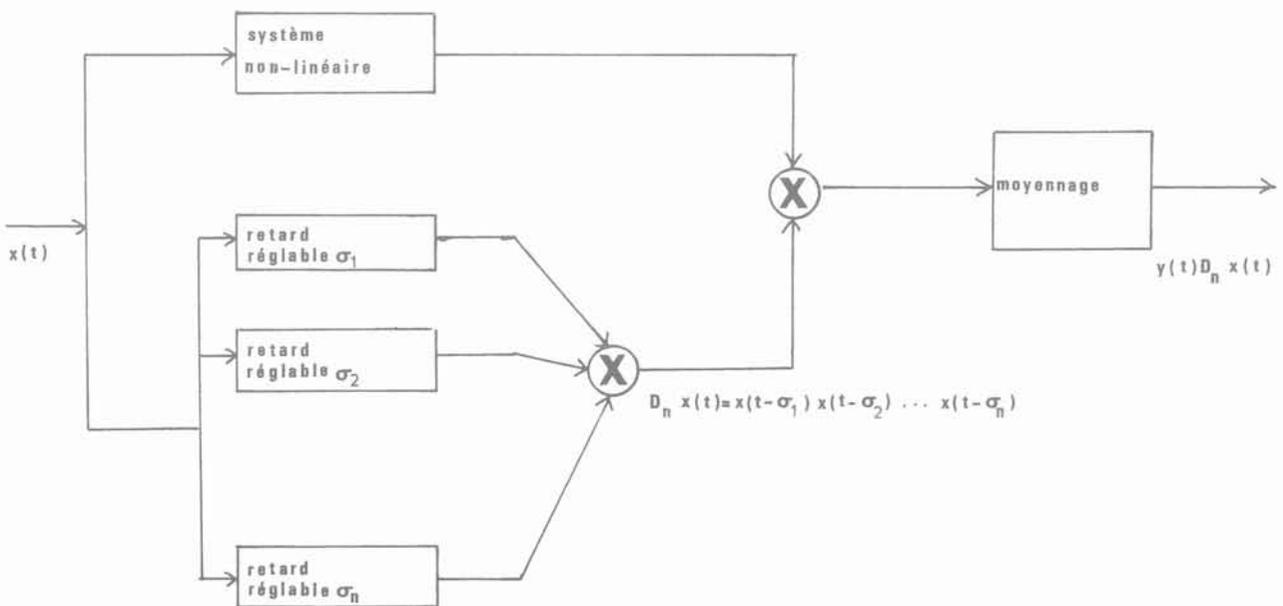


Fig. 19. — Détermination des noyaux de Wiener, d'après Schetzen [14].
 Fig. 19. — Wiener kernel determination, after Schetzen [14].

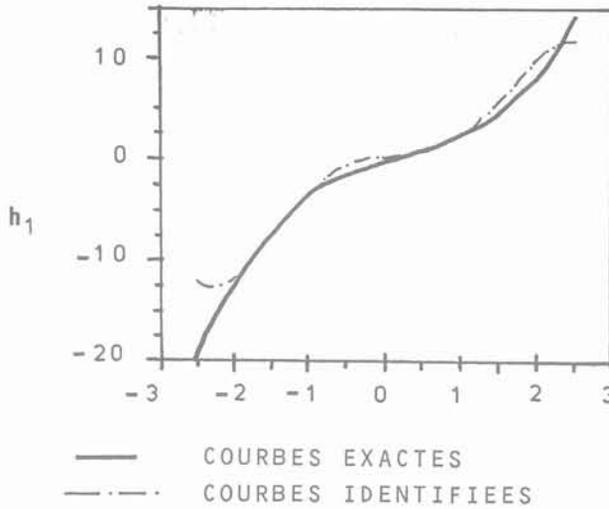


Fig. 20. — Cas d'une rigidité cubique, d'après Argoul [1]
 Courbes exactes
 Courbes identifiées.

m représente la matrice de masse d'ordre n ,
 $\ddot{x}(t)$ est le vecteur accélération accessible à partir de
 mesures sur une période T_{\max} ,
 $p(t)$ est le vecteur force d'excitation.

En accord avec les méthodes de l'analyse modale, on
 utilise une représentation du type :

$$h(u, \dot{u}) = P(t) - \ddot{u}(t) \quad (3.44)$$

où

$$h = \Phi^T f \quad (3.45)$$

$$P = \Phi^T p \quad (3.46)$$

$$\text{et} \quad \ddot{u} = \Phi^T m \ddot{x} \quad (3.47)$$

Φ^T est le vecteur transposé de Φ ; Φ représente une
 estimation des r modes normaux linéarisés prédominants
 et identifiés à l'aide d'essais vibratoires effectués
 à un faible niveau d'amplitude.

Pour une excitation donnée $p(t)$, on connaît expérimentalement
 les r coordonnées h_i de h en certains points de l'espace d'état
 ϵ . On fait l'hypothèse liée à la représentation modale que
 $h_i(u, \dot{u})$ se décompose en la somme d'un terme prépondérant
 $h_i^1(u_1, \dot{u}_1)$ représentant la contribution à h_i du mode i ,
 et de termes h_i^S ($S > 1$) dus à l'interaction des modes j
 ($j \neq i$) avec le mode i .

A partir de la connaissance expérimentale de $h_i(u, \dot{u})$,
 on approche h_i^1 exprimé en termes d'une double série de
 polynômes de Tchebycheff. On suppose que l'erreur résiduelle
 $[h_i(u, \dot{u}) - h_i^1(u, \dot{u})]$ due à l'approximation précédente
 constitue une approximation de $h_i^2(u_i, \dot{u}_i)$ que l'on développe
 en polynômes de Tchebycheff. On opère de cette manière
 jusqu'au critère d'arrêt pour ϵ petit fixé :

$$\| h_i(u, \dot{u}) - \sum_s h_i^s \| < \epsilon \quad (3.48)$$

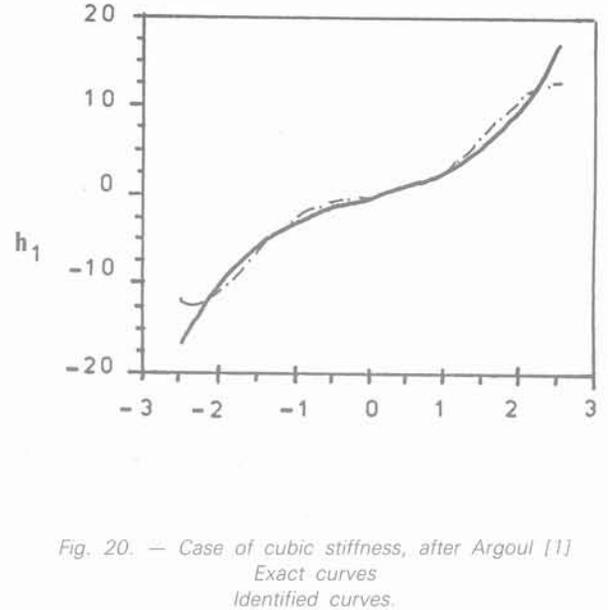


Fig. 20. — Case of cubic stiffness, after Argoul [1]
 Exact curves
 Identified curves.

On obtient les coefficients des polynômes par une
 intégrale double calculée numériquement. Une difficulté
 vient du fait que même si l'on a choisi un type
 d'excitation convenable et une période T_{\max} suffisante,
 il existe des zones de l'espace de phase où la densité
 des points de mesure est trop faible pour permettre
 une bonne interpolation.

ARGOUL [1] propose d'utiliser une affinité qui permet
 une extrapolation du domaine où les points de mesure
 sont nombreux vers le domaine où l'information est
 clairsemée. ARGOUL a testé le procédé sur un système
 à deux degrés de liberté avec un élément non-linéaire
 en αu^3 entre les deux masses. Ces résultats sont
 présentés sur la figure 20.

4. CONCLUSION

Après le développement spectaculaire des méthodes
 d'identification linéaire, il subsiste des difficultés
 pratiques compromettant la validité de l'identification
 modale lorsque des non-linéarités sont rencontrées.

L'identification des caractéristiques dynamiques
 peut être améliorée en mettant en œuvre les méthodes
 existantes. En pratique, il en résulte un surcroît de
 complexité de l'essai de vibration, puisqu'il faut
 détecter les défauts de linéarité par des tests
 vibratoires préalables, choisir la stratégie la mieux
 adaptée et l'appliquer.

Dans quelques années, les systèmes d'analyses
 dynamiques devront comporter les moyens et les
 codes de calcul nécessaires pour la mise en œuvre
 des stratégies adaptées aux types de non-linéarités
 rencontrés en pratique.

Dans cette présentation consacrée à l'étude des
 non-linéarités, l'utilisation de la transformée de
 Hilbert a permis de détecter les non-linéarités
 rencontrées lors

de nos essais de vibrations. Nous avons tenté, par des analogies, de mettre en évidence l'influence de la plasticité, de la variation de la raideur et de la variation de l'amortissement sur les fonctions de réponse en fréquence grâce à une analyse détaillée des diverses représentations possibles d'une fonction à variable complexe.

Des stratégies pour identifier les paramètres non-linéaires actuellement développées sont présentées. Des logiciels permettant le calcul des corrélations multiples autorisent l'évaluation des fonctions de transfert multidimensionnelles dans le cadre des théories de Volterra et de Wiener.

Les techniques d'approximation bidimensionnelle dans le plan de phase permettent une identification des termes de couplage non-linéaires.

Les essais combinés « centrifugation-vibration » associés à des techniques modernes de traitements des signaux autorisent une simulation scientifiquement acceptable des efforts sur les systèmes « sol-structure », et une caractérisation des paramètres physiques permettant la validation des lois de comportement en dynamique des sols.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ARGOUËL P. (1987), *Une méthode d'identification des structures non-linéaires en dynamique*, 8^e Congrès français de mécanique, Nantes, pp. 66-67.
- [2] BONNARD R. (1987), « *Comportement non-linéaire des structures - Simulation numérique et caractérisation par les moments spectraux des non-linéarités* », Thèse C.N.A.M., Conservatoire National des Arts et Métiers, Paris.
- [3] BOURDIN B. (1987), « *Vibrations horizontales de pieux en centrifugeuse* », Thèse de l'Université de Bordeaux I, n° 174.
- [4] BOURDIN B., MORLIER P. (1988), « *Caractérisation des non-linéarités dans un essai de vibration sur fondation* », Centrifugeuse'88 - Congrès International sur la Modélisation Géotechnique en Centrifugeuse, 25-27 Avril 1988, Paris.
- [5] CHAN X.B., KOBUS J.M. (1987), « *Etude des efforts du second ordre sur une structure soumise à une houle aléatoire ; Application du cas d'un cylindre fixe* », 8^e Congrès français de mécanique, pp. 410-411, Nantes.
- [6] FRECHET M. (1910), « *Sur les fonctionnelles continues* », Annales Scientifiques de l'Ecole Normale Supérieure, (3), vol. 27, pp. 193-216, Paris.
- [7] HAOUÏ A. (1984), « *Transformée de Hilbert et applications aux systèmes non-linéaires* », Thèse de Docteur-Ingénieur - Institut Supérieur des Matériaux et de la Construction Mécanique, Paris.
- [8] KREE P., SOIZE C. (1983), « *Mécanique Aléatoire* », Editions Dunod, Chapitre 7, pp. 287-355.
- [9] LALLEMENT G., FILLOD R., PIRANDA J. (1982), « *Identification des structures non-linéaires. Application au calcul des comportements dynamiques par synthèse modèle* », Rapport final d'une recherche financée par la Direction Générale de la Recherche et de la Technologie, n° 82-S-1083.
- [10] LUONG M.P. (1986), « *Simulation des forces de masse* », Annales I.T.B.T.P., n° 42, Série « Essais et Mesures », 204, pp. 111-222 (Février 1986).
- [11] LUONG M.P., BONAZ R., PECKER A. et BOURDIN B. (1988), « *Pieux et groupes de pieux soumis à des sollicitations forcées horizontales en centrifugeuse* », Centrifugeuse'88, Congrès international sur la modélisation géotechnique en centrifugeuse, 25-27 Avril 1988, Paris, Balkema, pp. 505-513.
- [12] NORMAN F., HUNTER Jr (1985), « *An investigation of the time history and modal responses of some simple linear and non linear systems* », Proc. of the 3rd Int. Modal Analysis Conf., Orlando, pp. 410-418.
- [13] OKUBO N. (1982), « *The effect of non-linearity on transfer function measurement* », Sound and Vibration, pp. 34-37 (Novembre).
- [14] SCHETZEN M. (1980), « *The Volterra and Wiener theories of non linear systems* », Wiley - Interscience Publication.
- [15] VILLEDIEU C. (1985), « *Un moyen rationnel pour supprimer la partie non-causale d'une fonction réponse* », Proceedings of the Tenth Int. Seminar on Modal Analysis, Part IV, Section A3.
- [16] VINH T., HAOUÏ A., FEI B.J., CHEVALIER Y. (1984), « *Extension de l'analyse modale aux systèmes non-linéaires par la transformée de Hilbert* », Journal de Matériaux, Mécanique, Electricité, n° 404-405-406, pp. 5-14.
- [17] VOLTERRA E., ZACHMANOGLU (1965), « *Dynamics of Vibrations* », Charles E. Merrill Books, Inc. Columbus, Ohio - Chapitre 5, pp. 439-512.

MAÎTRISE DES TRAVAUX A L'EXPLOSIF EN GÉNIE CIVIL

DU 10 AU 12 OCTOBRE 1989
LUXEMBOURG

L'énergie explosive constitue un outil extrêmement performant, tant pour les industries d'extraction (mines, carrières) que pour les constructeurs d'ouvrage au rocher tels que talus, fouilles, galeries ou salles souterraines. Par ailleurs, cette technique, dont la mise en œuvre requiert une bonne connaissance de l'interaction explosifs-roches, a bénéficié des derniers développements de la mécanique des massifs rocheux, de la diffusion de nouveaux produits intrinséquement inertes et de l'application de nouvelles technologies aux systèmes d'amorçage.

L'objectif de cette session est de donner aux participants les éléments d'une approche plus moderne de l'utilisation de l'énergie explosive en permettant un contrôle plus précis de la sécurité et des coûts, et une maîtrise de l'environnement.

Cette session est destinée aux maîtres d'œuvre, aux directeurs de travaux et ingénieurs d'entreprises de génie civil, aux exploitants de carrières et aux entrepreneurs.

Renseignements et inscriptions : Christine ROSE. Tél. : 42.60.34.13, poste 1318.

propriétés géotechniques des tuffs volcaniques du projet hydroélectrique Larreynaga au Nicaragua

geotechnical properties of volcanic tuffs for Larreynaga hydroelectric project, Nicaragua

J. BINQUET

Ingénieur en Chef

COYNE et BELLIER (*)

Bureau d'Ingénieurs-Conseils

Rev. Franç. Géotech. n° 47, p.p. 61-67 (avril 1989)

Résumé

Le barrage de 40 m de hauteur qui fait partie du projet hydroélectrique Larreynaga sera fondé sur un substratum constitué de laves (en fond de vallée) et de tuffs volcaniques sur les rives. Les laves sont soit des basaltes soit des andésites et possèdent des propriétés mécaniques qui sont celles des roches. Les tuffs qui résultent du dépôt et de l'accumulation de cendres, de lapillis et bombes volcaniques projetées dans l'atmosphère sont des matériaux très hétérogènes (par la taille des grains, par la nature des minéraux présents, par la cimentation et par le degré d'altération) qui s'apparentent à des sols. L'étude du barrage a donc conduit le projecteur à une étude détaillée des propriétés géotechniques particulières de ces sols. Ce sont les principaux résultats de cette étude qui sont exposés dans le présent article.

Outre ces caractéristiques, la communication présente le contexte géologique dans lequel se trouve placé le projet étudié et met l'accent sur l'analyse qui a été faite de ces propriétés géotechniques pour en tirer les paramètres de conception du projet du barrage.

Abstract

The 40 m high dam in the Larreynaga hydro-project will be built on lava, at the bottom of the valley, and volcanic tuffs in the abutments. The lava is composed of basalts and andesites with the mechanical properties of rock, whereas the tuffs, which are the build-up of ash, lapilli, and volcanic bombs, are a very heterogeneous mixture (in terms of grain sizes, minerals, cementation, and weathering) closer to soils in nature. Designing the dam thus required detailed investigation of the specific geotechnical properties of these soils, the main results of which are presented hereafter.

In addition, the paper outlines the project's geological context and underscores the analysis of the geotechnical properties leading to the basic design parameters for the dam.

(*) 5, rue d'Héliopolis, 75017 Paris.

1. PRÉAMBULE

Les études de conception définitive du projet hydroélectrique Larreynaga ont permis de mettre en évidence des propriétés géotechniques particulières des tuffs volcaniques constituant l'essentiel des fondations des ouvrages de ce projet. Ce projet, situé à proximité de la ville de Jinotega (voir fig. 1 ci-dessous) comprend un barrage en remblais de 40 m de hauteur et ses ouvrages annexes, une prise d'eau, un canal de 3 300 m de long, une usine hydroélectrique de 41 MW de puissance installée et des ouvrages de fuite de 600 m de longueur. Les travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques nécessaires aux études du projet ont permis de distinguer deux grands types de roches sur le site :

- les *laves* qui sont les seules qui méritent vraiment le nom de roches : elles possèdent une excellente dureté et ne se délitent pas dans l'eau ;
- les *tuffs* qui, selon les cas, peuvent être considérés comme des roches tendres ou des sols compacts. Tous les échantillons, même les plus indurés, sont sensibles à l'eau et se délitent plus ou moins rapidement par immersion.

Ces formations appartiennent aux groupes de roches volcaniques Coyal et Matagalpa et sont d'âge tertiaire (Miocène moyen). Les laves proviennent de la solidification d'un magma liquide sortant d'un cratère volcanique tandis que les tuffs résultent de l'accumulation d'éléments de toutes dimensions : cendres, lapillis et bombes volcaniques projetés dans l'atmosphère lors des éruptions volcaniques. Le présent article ne traite que des caractéristiques géotechniques des tuffs.

La zone du projet se trouve à une altitude comprise entre 800 et 1 000 m au-dessus du niveau de la mer et est caractérisée par les principales données climatiques suivantes qui sont celles d'un climat tropical pluvieux :

- les températures moyennes mensuelles varient peu tout au long de l'année puisqu'elles sont comprises entre 18,5 °C (mois de janvier) et 21,4 °C (mois de mai) ;
- les valeurs moyennes annuelles de l'humidité relative sont généralement comprises entre 75 et 95 %, les valeurs moyennes mensuelles étant, elles, comprises entre 80 % (avril) et 89 % (juillet) ;
- la valeur moyenne annuelle de la pluviométrie est de l'ordre de 1 450 mm avec des moyennes mensuelles comprises entre 18 mm (mars) et 228 mm (juin).

2. PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Ces tuffs se présentent sous des formes extrêmement variées suivant les caractéristiques granulométriques de ses éléments constitutifs. On peut distinguer en effet :

- les *tuffs fins*, constitués presque exclusivement de cendres fines de couleur blanche à rosée ;
- les *tuffs sableux* formés par des éléments de la taille de sables moyens et grossiers cimentés par des cendres fines, de couleur beige à grise ;
- les *tuffs « agglomératiques »* qui se caractérisent par la présence de lapillis et de bombes volcaniques de toutes dimensions (jusqu'à 0,5 m de diamètre) également cimentés par les cendres fines ;
- les *paléosols* qui se trouvent en général à la base des coulées de lave et qui se présentent comme de la brique rouge. Il s'agit d'argile, qui a été portée à haute température par le magma ;
- les *brèches et conglomérats* qui sont des éléments de transition entre les laves et les tuffs et se trouvent généralement dans la partie supérieure des coulées de lave.

3. CARACTÉRISTIQUES D'IDENTIFICATION

Compte tenu des variations des caractéristiques d'identification des tuffs en fonction de la position en profondeur des échantillons prélevés, les tuffs de surface (profondeur inférieure à 5 m) ont été distingués des tuffs profonds (entre 5 m et 36 m de profondeur).

3.1. Caractéristiques des tuffs de surface

Ces matériaux sont des matériaux fins ou sablo-graveleux dont la fraction fine est peu ou moyennement plastique. Ces matériaux peuvent être classés ML, MH, SM ou GM dans la classification de l'U.S.C.S.

Le diamètre maximum des grains est compris entre 5 et plus de 100 mm, le pourcentage d'éléments inférieurs à 80 microns est compris entre 4 et 67 (26 % en moyenne sur 30 échantillons), la limite de liquidité est comprise entre 33 et 67 % (49 % en moyenne), l'indice de plasticité est compris entre 5 et 29 % (15 % en moyenne) et la densité spécifique des grains est comprise entre 2,31 et 2,71 (2,62 en moyenne). Ces matériaux se trouvent à une teneur



Fig. 1. — Carte du Nicaragua.
Fig. 1. — Map of Nicaragua

en eau à l'état naturel qui est comprise entre 8 et 35 % (19 % en moyenne). La comparaison entre les limites d'ATTERBERG obtenues avec celles citées par MITCHELL et SITAR (1982), montre que les tuffs de surface appartiennent à la zone commune des deux catégories d'Oxysols et d'Andosols. La figure 2 présente le diagramme de plasticité de ces matériaux.

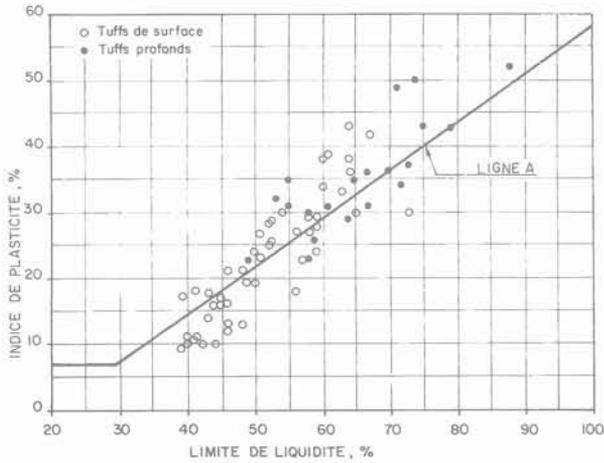


Fig. 2. — Diagramme de Casagrande.
Fig. 2. — Casagrande Classification Chart.

3.2. Caractéristiques des tuffs profonds

Ces matériaux sont essentiellement des matériaux sablo-limoneux qui comprennent une fraction argileuse réduite bien que relativement plastique. Ces matériaux peuvent être classés SM, SC, SP-SC et SP-SM dans la classification de l'U.S.C.S.

Leur pourcentage d'éléments inférieurs à 80 microns est compris entre 7 et 45 % (18 % en moyenne sur 20 échantillons), la limite de liquidité est comprise entre 49 et 88 % (66% en moyenne), l'indice de plasticité est compris entre 23 et 52 % (35 % en moyenne) et la densité spécifique des grains est de l'ordre de 2,70. Ces matériaux se trouvent à une teneur en eau à l'état naturel qui est comprise entre 5 et 35 % (22 % en moyenne) avec des degrés de saturation compris entre 90 % et 100 %. La figure 2 présente le diagramme de plasticité de ces matériaux. Il faut préciser que les teneurs en eau mentionnées (limites et teneur en eau à l'état naturel) ont été obtenues après étuvage à une température de 105° durant 24 heures. Pour un certain nombre d'échantillons, on a également effectué des mesures de teneur en eau à une température de 60° durant 72 heures. La comparaison de ces résultats montre que les teneurs en eau mesurées à 105° sont supérieures à celles mesurées à 60° et que la différence relative de teneur en eau est comprise entre 10 et 31 % (20 % en moyenne). Par ailleurs la comparaison entre les limites d'ATTERBERG de ces tuffs et les valeurs définies par MITCHELL et SITAR (1982) montre que les matériaux appartiennent au groupe des Oxysols ce qui est confirmé par les résultats des analyses chimiques présentées ci-après. Il faut ajouter que, comme l'a souligné TOWNSEND (1985), la détermination des limites d'ATTERBERG de ces maté-

riaux est très sensible au séchage et au remaniement. Le séchage tend à diminuer la plasticité tandis que le remaniement peut entraîner l'effet inverse. Un des effets du séchage est d'augmenter la cimentation par oxydation des sesquioxides de fer et d'aluminium. Quant au remaniement, son effet est de rompre les relations de cimentation qui existent entre les oxydes de fer ou d'aluminium et les agrégats d'argile.

4. CARACTÉRISTIQUES DE COMPACTITÉ

Comme on le verra ci-après, le paramètre le plus important qui régit les propriétés mécaniques de ces tuffs est la compacité exprimée soit sous la forme de l'indice des vides e , soit sous la forme du poids volumique sec, γ_d . Les mesures du poids volumique sec qui ont été effectuées (56 mesures au total entre 3 et 36 m de profondeur) montrent la forte augmentation de la compacité avec la profondeur puisque l'indice des vides moyen passe de 0,8 (avec un écart type de 0,16) en surface à près de 0,6 (écart type de 0,18) en profondeur. L'ensemble de ces résultats a permis d'élaborer un profil type de variation de l'indice des vides avec la profondeur. Ce profil est indiqué dans le tableau I ci-dessous.

Tableau I. Profil-type de compacité

Prof., m	e moy.	e^* max.	Gs	γ_d moy., kN/m ³
3,0 à 5,0	0,80	0,88	2,62	14,6
5,0 à 12,0	0,70	0,78	2,66	15,6
12,0 à 36,0	0,60	0,69	2,70	16,90

* e max = e moy. + 50 % de l'écart type.

5. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

On distingue ci-après les caractéristiques mécaniques à court terme obtenues par des essais de cisaillement rapides non consolidés non drainés et celles à long terme obtenues à l'aide d'essais de cisaillement lents consolidés drainés ou rapides consolidés non drainés mais avec mesure de pression interstitielle. Les matériaux soumis aux essais sont des tuffs prélevés en surface ou en profondeur de compacité très variable.

5.1. Caractéristiques mécaniques à court terme

Les valeurs des résistances à la compression simple obtenues varient considérablement d'un point à un autre dans une même zone. Ces valeurs sont très éle-

vées pour des sols même de grande compacité et apparentent ces matériaux à des roches tendres. Le paramètre qui paraît le plus important pour expliquer ces grandes variations de résistance à la compression simple est la compacité. La figure 3 présente les valeurs de la résistance obtenue en fonction du poids volumique sec. Cette figure montre la tendance bien marquée de l'augmentation de la résistance avec le poids volumique.

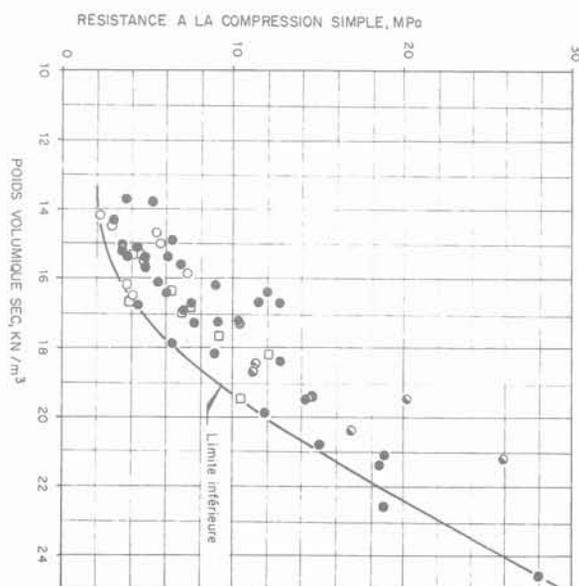


Fig. 3. — Relation entre résistance à la compression et compacité

Fig. 3. — Relationship between un drained shear strength and density.

5.2. Caractéristiques mécaniques à long terme

Les caractéristiques mécaniques à long terme ont été obtenues à l'aide d'essais de cisaillement lent (essais CD triaxiaux avec une vitesse de cisaillement contrôlée de 1 micron/min. ou à la boîte de Casagrande avec une vitesse de cisaillement de 6,7 microns/min.) ou d'essais triaxiaux rapides avec mesure de pression interstitielle sur éprouvettes consolidées et non drainées (vitesse de cisaillement de 40 microns/min.). L'interprétation de certains essais s'est révélée difficile surtout lorsque le comportement des matériaux ressemblait davantage à celui d'une roche que celui d'un sol. En effet, pour ces matériaux, la courbe intrinsèque possède une forme parabolique bien marquée, caractéristique des échantillons rocheux. Si les essais triaxiaux lents CD ont pu être convenablement interprétés, les essais triaxiaux CU ont conduit, semble-t-il, à surestimer les caractéristiques mécaniques effectives car compte tenu de la grande rigidité de certaines éprouvettes (due à la surconsolidation et à la cimentation) et à leur comportement fortement dilatatant, les pressions interstitielles mesurées à l'extrémité de l'échantillon doivent sous-estimer considérablement les pressions existantes sur les surfaces de rupture. Aussi a-t-on considéré avec beaucoup de prudence certains des résultats obtenus par ces essais triaxiaux CU.

Les résultats de ces essais et leur interprétation en termes de résistance de pic (déviateur maximum) fournissent des valeurs très dispersées tant pour l'angle de frottement interne (variable entre 23 et plus de 60°) que pour les cohésions effective ou drainée (variable entre 83 et plus de 1 000 kPa). On a donc effectué deux tentatives de corrélation de l'angle de frottement interne, d'une part avec l'indice de plasticité, sans succès, et d'autre part avec l'indice des vides initial des échantillons. La figure 4 présente cette seconde corrélation qui peut être estimée convenable si on exclut certains résultats tirés des essais triaxiaux CU. Cette corrélation ainsi qu'une corrélation analogue tentée avec la cohésion effective (entre la cohésion et l'indice des vides) ont permis de déduire les caractéristiques minimales de cisaillement (résistance de pic) de ces tuffs volcaniques comme indiqué dans le tableau II.

Tableau II. Caractéristiques mécaniques minimales (Résistance de pic)

Indice des vides e	Angle de frottement ϕ' ou ϕ_d , d°	Cohésion c' ou c_d , kPa
0,80	26,5	70
0,70	29,5	85
0,60	34,5	150

A propos de ces caractéristiques mécaniques de pic, il est important de faire les remarques suivantes :

- les fortes cohésions obtenues révèlent la nature rocheuse de ces matériaux (forte surconsolidation et forte cimentation qui est due en partie aux fortes teneurs d'oxydes ferriques et d'aluminium) puisque les essais ont été réalisés avec des contraintes de consolidation inférieures aux contraintes de préconsolidation et que les opérations de saturation-consolidation des échantillons n'ont pu détruire la cimentation. Pour examiner comment peut être détruite cette cimentation, on a réalisé des essais de délitage au laboratoire. Ces essais ont montré que le délitage a été obtenu sur des échantillons non confinés après un ou plusieurs cycles (jusqu'à 5) de saturation-séchage à l'air à 40 °C. Il faut souligner que ce type d'essais est beaucoup plus sévère que le "quantitative slaking test" décrit par MORGENSTERN et EIGENBROD (1974) ;
- la forte cimentation et surconsolidation confèrent aux échantillons un comportement très rigide (déformation à la rupture relativement faible comprise entre 1 et 2,5 %) et fragile (forte perte de résistance après le pic) ;
- la forte surconsolidation confère un comportement très dilatatant durant le cisaillement attesté d'une part par les variations de volume ($\Delta V/V$) dans les essais drainés et d'autre part par les coefficients de pression interstitielle à la rupture (A_f) dans les essais non drainés. Ainsi les valeurs de $\Delta V/V$ à la rupture sont toujours positives (1 % en moyenne) et les valeurs de A_f sont voisines de 0 (0,01 à 0,06).

Ces observations montrent que les caractéristiques mécaniques de pic ne peuvent être utilisées dans une étude de stabilité de remblais fondés sur ces tuffs

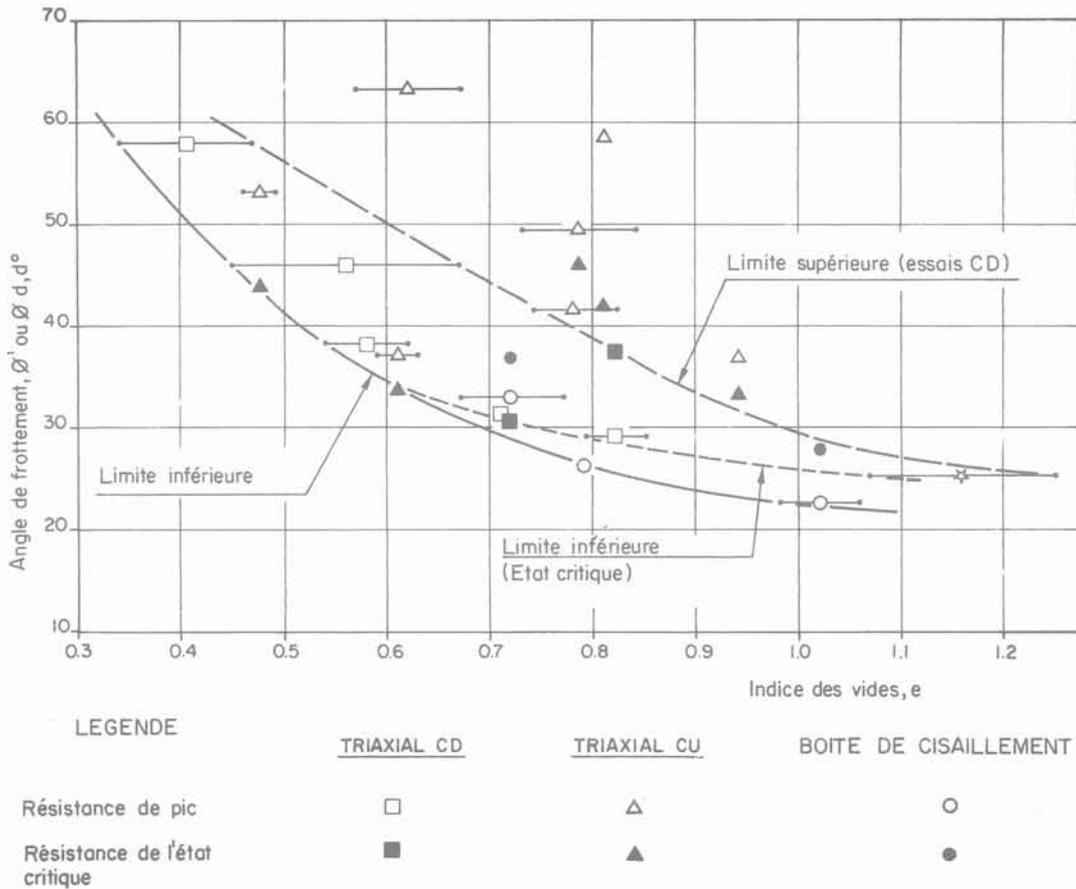


Fig. 4. — Relation entre l'angle de frottement drainé et l'indice des vides.
 Fig. 4. — Relationship between drained or effective friction angle and void ratio.

puisqu'il n'existe pas d'homogénéité de comportement entre les remblais peu rigides (déformation à la rupture supérieure à 4 % environ pour les argiles du noyau du barrage) et peu fragiles (faible perte de résistance après le pic). Ces différences de comportement font penser que les matériaux rigides agissent comme concentrateurs de contraintes qui peuvent ainsi initier une rupture progressive. Ce type de rupture a été étudiée par SKEMPTON (1964) et d'autres pour les fondations d'argiles surconsolidées fissurées. Pour ces argiles, SKEMPTON (1970, 1977) a montré que la résistance de ces argiles est la résistance de pic du matériau normalement consolidé, laquelle se produit juste avant que l'état critique tel que défini par SCHOFFIELD et WROTH (1968) soit atteint, cet état critique est tel que toute augmentation de la contrainte de cisaillement n'induit pas de changement de teneur en eau. Bien que le problème des tuffs soit différent de celui des argiles surconsolidées fissurées, le risque de destruction de la cimentation, la fragilité et la dilatance de ces matériaux font penser que l'état critique est une bonne approche de la résistance de ces matériaux quand on peut craindre une rupture progressive. Les essais mécaniques présentés précédemment ont donc été interprétés en termes d'état critique.

Les points correspondants à l'angle de frottement interne ont reportés sur la figure 4 précitée. Ces résultats

ont alors permis de déduire les caractéristiques minimales de cisaillement à l'état critique applicables à ces matériaux (voir tableau III).

Tableau III. Caractéristiques mécaniques minimales (Résistance à l'état critique)

Indice des vides e	Angle de frottement ϕ' ou ϕd , d°	Cohésion C' ou Cd, kPa
0,80	29,0	0
0,70	31,0	0
0,60	34,5	0

6. CARACTÉRISTIQUES DE GONFLEMENT

Des essais œdométriques ont été réalisés tant sur les tuffs de surface que sur les tuffs profonds afin d'apprécier leurs caractéristiques de gonflement.

Ces essais ont consisté à saturer les échantillons après application d'un chargement équivalent à la contrainte effective verticale in situ puis à poursuivre l'essai jusqu'à atteindre une charge de 5 MPa. Les gonflements observés sont généralement faibles, compris entre 0,3 et 1,2 %. Les indices de gonflement sont compris entre 0,01 et 0,04 et l'indice de compression est de l'ordre de 0,13. Les pressions de préconsolidation constatées sont élevées et dépassent généralement 1,5 à 2 MPa, ce qui donne des rapports de surconsolidation compris entre 5 et 10. Pour ces valeurs du rapport de surconsolidation, le coefficient des terres au repos, K_0 , évalué par la formule de MAYNE et KULHAWY (1982) est compris entre 1,1 et 1,5.

7. CARACTÉRISTIQUES MINÉRALOGIQUES ET CHIMIQUES

Les analyses minéralogiques et chimiques effectuées sur des échantillons de tuffs (lames minces colorées, diffraction de rayons X et analyses chimiques) montrent que les minéraux les plus fréquents sont des Plagioclases (de type Labradorite), des Pyroxènes (Augites), des Clinoptilolites (Heulandite ou Zeolite), des Magnétites et des Biotites, ce qui d'après MOHR et al (1972) caractérise un matériau de la famille des Andésites Dioritiques. L'analyse de la fraction argileuse met en évidence la présence de Montmorillonite (Bentonite) en petite quantité. Compte tenu de la faible fraction argileuse de ces échantillons (entre 0 et 8 % d'éléments inférieurs à 2 microns), la présence de minéraux très actifs est confirmé par les indices de plasticité relativement élevés ou plus exactement par des valeurs d'activité très élevées (entre 4,0 et 9,0). Il faut signaler, en outre, que la présence de Zéolite est la caractéristique d'une action fumerolienne importante et d'une activité hydrothermale. Du point de vue chimique, il faut noter la forte proportion des oxydes de fer et d'aluminium (25 à 38 %) ce qui permet de classer ces matériaux dans les groupes des Latosols ou Oxysoils d'après MITCHELL (1976) mais ne permet pas de les inclure dans les familles des sols latéritiques (rapport $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ inférieur à 2,0) d'après BAWA (1957). Notons également que l'absence de minéraux amorphes (allophane) et d'halloysite les distingue des sols allophaniques ou Andosols.

8. CARACTÉRISTIQUES DE DISPERSIVITÉ

On a réalisé sur ces matériaux deux types d'essais : essais du trou d'aiguille (pinhole test) d'après la méthode développée par SHERARD et al (janvier 1976 et avril 1976) sur échantillons intacts et analyses chimiques de l'extrait de saturation selon la méthode développée par SHERARD et al (1972).

Les essais du trou d'aiguille montrent que ces tuffs sont une roche tendre non dispersive (ND2) tandis que les analyses chimiques classent les échantillons dans la zone A (sols dispersifs). CRAFT et ACCIARDI (1984) ont montré récemment que ce type d'analyse

chimique n'avait pas réussi, dans de nombreux cas, à identifier convenablement des sols dispersifs. Bien que SHERARD (1985) mette en doute ces conclusions, il admet qu'il existe des catégories de sols pour lesquels les analyses chimiques ne confirment pas les essais physiques et notamment lorsque le sol contient principalement de la kaolinite ou des oxydes de fer ou d'autres minéraux qui contraignent les effets du sodium. D'après MEDINA et al (1982) un tel phénomène a été observé sur les sols de barrage de GURI au Venezuela. Pour SHERARD, l'essai du trou d'aiguille reste, pour le moment, l'essai le plus fiable pour détecter les matériaux dispersifs.

9. CONCLUSIONS

Les tuffs volcaniques de la fondation du projet Lareynaga possèdent des propriétés géotechniques particulières :

- la fraction argileuse est faible mais très active ;
- les propriétés mécaniques à court terme mais aussi à long terme sont essentiellement commandées par l'indice des vides ;
- la forte cimentation et surconsolidation confèrent un comportement rigide et très dilatant durant le cisaillement, ce qui fait penser que la résistance à l'état critique est une bonne approche de la résistance de ces matériaux quand on peut craindre une rupture progressive ;
- les analyses chimiques classent ces matériaux dans la catégorie des sols dispersifs tandis que les essais du trou d'aiguille montrent que ces matériaux sont non-dispersifs, la forte teneur en oxyde de fer pouvant peut-être expliquer cette contradiction ;
- les caractéristiques d'identification comme les résultats des analyses chimiques permettent de classer ces matériaux dans la famille des Latosols ou Oxysoils.

BIBLIOGRAPHIE

1. BAWA K.S. (1957), *Laterite Soils and their Engineering Characteristics*. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 82, 1976, N° SM4.
2. MAYNE P., KULHAWY F.H. (1982), *K₀-OCR Relationships in Soil*. Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 108, No. GT6, June.
3. CRAFT D.C., ACCIARDI R.G. (1984), *Failure of Pore-Water Analyses for Dispersion*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, N° 4, pp. 459-472.
4. MEDINA J. et al (1982), *Chemical and Mineralogical Evaluation of Foundation Soils at Guri Dam, Venezuela*. Proc. 14th ICOLD, vol. II Rio de Janeiro, Brazil, pp. 261-274.

5. MITCHELL J.K., SITAR N. (1982), *Engineering Properties of Tropical Residual Soils*. ASCE Geotechnical Engineering Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, Hawaiï.
6. MITCHELL J.K. (1976), *Fundamentals of Soils Behavior*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
7. MOHR E.C., VAN BOREN F.A., VAN SCHUYLENBORGH J. (1972), *Tropical Soils*. 3rd Edition, Mouon-Ichtiar-Van Houve, The Hague, The Netherlands.
8. MORIN W.J., TODOR P.C. (1975), *Laterite and Lateritic Soils and other Problem Soils of the Tropics*. USAID 3682, Lyon Associates, Baltimore.
9. ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1958), *On the yielding of soils*. *Geotechnique*, vol. 8, N° 1, pp. 22-53.
10. SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968), *Critical State Soils Mechanics*. Mc Graw Hill, London.
11. SHERARD J.L., DUNNIGAN L.P., DECKER R.S., STEEL E.F. (1976), *Pinhole Test for identifying Dispersive Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 102, N° GT1, pp. 69-85.
12. SHERARD J.L., DUNNIGAN L.P., DECKER R.S. (1976), *Identification and nature of Dispersive Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 102, N° GT4, pp. 287-301.
13. SHERARD J.L., DECKER R.S., RYKER N.L. (1972), *Piping in Earth Dams of Dispersive Clay*. Proc. of the ASCE Speciality Conference on the performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University.
14. SHERARD J.L. (1985), *Discussion of the paper by CRAFT and ACCIARDI*. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, N° 8, pp. 1050-1052.
15. SKEMPTON A.W. (1964), *Long term stability of clay slopes*. *Geotechnique*, vol. 14, pp. 71-102.
16. SKEMPTON A.W. (1970), *First-time slides in overconsolidated clays*. *Geotechnique*, vol. 20, N° 3, pp. 77-102.
17. SKEMPTON A.W. (1977), *Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay*. Proc. of the IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. 3, pp. 261-270.
18. TOWNSEND F.C. (1985), *Geotechnical Characteristics of Residual Soils*. Proc. ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, N° 1.



COYNE ET BELLIER

BUREAU D'INGÉNIEURS CONSEILS

BARRAGES et CENTRALES HYDROÉLECTRIQUES

GESTION DE L'EAU

GÉNIE CIVIL NUCLÉAIRE - GÉOTECHNIQUE

INFORMATIQUE SCIENTIFIQUE

5, rue d'Héliopolis - 75017 PARIS - Tél.: (33-1) 40.54.68.69

Télex: 280177 F - Télécopie: (33-1) 46.22.38.74

Index par thème des articles publiés (n^{os} 1 à 46)

	N° de parution
BARRAGES	
Barrage de Diama — Les remblais d'essais	5
L'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation	10
Estimation du débit et de la nature des fuites d'un barrage en terre sur lit alluvionnaire (application au barrage de Serre-Ponçon)	13
Les fondations du barrage de Ridracoli	26
Le projet du barrage de Grand'Maison	27
Réalisation du barrage de Grand'Maison	27
Comportement des barrages en terre à noyau non structuré	29
Auscultation de la digue de Lavours (aménagement du Haut-Rhône)	32
Barrage du Verney : analyse de la fondation, prévision du comportement de la mise en eau, comparaison avec les mesures	35
Exécution d'une fouille profonde en rocher pour l'usine hydroélectrique de Sault-Brenaz	35
Béton compacté ou remblai rigidifié	39
Béton compacté au rouleau	42
Réflexion sur le béton compacté au rouleau	42
Quelques développements récents dans le calcul dynamique des barrages en terre	46
TALUS	
Étude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss-1 ^{er} au Maroc	1
Protection des zones exposées à des éboulements rocheux. Contribution des méthodes de surveillance. Surveillance des glissements de terrain	1
Comportement du remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts	5
Les coulées de boue de Freney, près de Modane, en 1977 et 1978	13
Mécanisme de déplacement et déformation des nappes — Exemple de la nappe de Gavarnie (Pyénées centrales)	16
Étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous	20
Quelques exemples d'utilisations spécifiques des géotextiles. Le drainage des talus par la technique des éperons, évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité	36
Réalisation de la fouille de l'usine de Brègnier-Cordon	39
ENVIRONNEMENT	
Environnement et géotechnique, n° spécial	14 bis
Environnement et géotechnique, n° spécial	17
Difficultés rencontrées dans les chantiers urbains	31
Abattage d'une falaise instable en site urbanisé	32
FONDATEMENTS	
Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur	1
Contrôle des mouvements lents des gros ouvrages et de leur fondation	2
Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forcées. Poinçonnement d'un sol élastique anisotrope	6
Capacité portante des semelles filantes	7
Réalisation d'un remblai fondé sur des vases et argiles molles dans le lac de Tunis	9
Reprise en sous-œuvre	15
Capacité portante d'une fondation de grande longueur sur un sol cohérent non homogène	18
Étude expérimentale des fondations soumises au renversement	19
Contraintes et déplacements dans un massif semi-infini isotrope ou à isotropie transverse soumis à des charges rectangulaires souples et rigides en surface	25

Essais dynamiques de fondations en centrifugeuse	28
Essai de chargement d'une fondation superficielle sur une pente d'éboulis	32
Déplacements d'immeubles	33
Analyse de la sécurité des fondations superficielles vis-à-vis d'un défaut de portance : effet de la variabilité spatiale des paramètres du sol	39
Fondation des centrales nucléaires	41
Gonflement d'un sol contenant des sulfates et traité à la chaux et au ciment	42
Évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous	44

MÉTHODES DE CALCUL

L'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des rochers traité par la méthode des éléments finis	1
Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des éléments finis	2
Comportement réel et théorique de quelques ouvrages	4
Un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie	25
Analyse dynamique non linéaire et tridimensionnelle d'un barrage en terre	33
Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations	33
Résolution par la méthode des caractéristiques des contraintes du problème de butée dans un sable décrit par le modèle « état critique »	36
Le projet communautaire COSA : un exemple d'intercomparaison de codes de calcul géomécaniques pour le sel	40
Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation	41
Contraction du tube épais circulaire : remarque sur l'influence d'une non-linéarité élastique	42
Un modèle de sols saturés en dynamique non linéaire	46

BOULONS - TIRANTS ANCRAGE - ANCRE

Comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine	1
Ancrage dans les sols (texte français-anglais), n° spécial	3
Les tirants d'ancrage	4
Boulons de mesures équipés de jauges extensométriques, essais au laboratoire et in situ	5
Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin	10
Ancres marines — Ancrage à terre	11
Le quai à tirants de Fos (Darse III)	14
Utilisation des tirants précontraints en Chine	19
Le procédé de tirants d'ancrage permanents dans le sol « INTRAPAC »	28
Exemple de rupture de fondations ancrées par tirants précontraints	32
L'ancrage par succion, études sur modèles réduits	36

APPAREILS DE MESURE

Appareils de conception récente utilisés actuellement au contrôle des mouvements de terrains. Télémessure associée. L'auscultation des mouvements du sol ou du sous-sol. Interprétation des mesures	2
Nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches	8
Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeli	11
Mesure de déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues	15
Note technique : suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de volume au cours de l'essai triaxial	20
Mesure des contraintes in situ par la cellule de surcarottage CERCHAR	21
Note technique : discussion sur l'usage de la gaine interne au cours de l'essai triaxial	24
Inversion de données inclinométriques obtenues au cours de deux expériences de fracturation hydraulique	31
Utilisation d'un clinomètre à très haute résolution pour l'étude du comportement des ouvrages de génie civil	34
Un nouvel essai pour la mesure de la résistance à la traction	34

Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression	34	Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux	29
Le phicomètre. Essai de cisaillement direct in situ	35	Effet d'échelle et lignes de glissement	31
Détermination par fracturation hydraulique de l'état de contrainte à faible profondeur dans les roches élastiques et peu perméables	40	Les micromécanismes de déformations plastiques dans les sols granulaires	31
AMÉLIORATION DES SOLS - RENFORCEMENT			
Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiques	2	Modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation	32
Colonnes ballastées — Essai de chargement et calculs par la méthode des éléments finis	5	Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac dans le domaine surconsolidé	33
La réparation du béton par injection — Examen de deux cas particuliers	5	Condition de formation des surfaces de glissement	34
Note technique : travaux de confortation des falaises du Pays basque — Études et réalisation	10	Dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires	34
Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées	11	Mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle après la crue	38
Le frottement dans le renforcement des sols	16	Étude des matériaux marteaux utilisés pour la construction du barrage de Montbel (09)	38
Stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde	18	Sable d'Axios sous contraintes multiaxiales	39
Clouage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale	19	Étude des propriétés d'une argile sensible au pressiomètre autoforeur	39
Renforcement des sols	29	Aspects du comportement des sols non saturés	40
Fouille cloutée de grande profondeur (usine E.D.F. de Ferrères-sur-Ariège)	29	Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification	41
Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux	30	Micromécanique des milieux granulaires. Approche expérimentale utilisant le modèle de Schneebeli	42
Consolidation dynamique des fondations du barrage de Pénitas au Mexique	30	Étude expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée	42
Densification par explosifs	34	Compression de milieux granulaires modèles à deux dimensions	43
Derniers développements dans le clouage des sols	38	Radoucissement sans formation de surface de glissement	44
Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation	41	Modèle de comportement des sols non cohérents	44
Amélioration des sols par inclusions rigides verticales, application à l'édification de remblais sur sols médiocres	44	Effets non linéaires en dynamique des sols : essais in situ	46
COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS			
Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés	2	COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ROCHES	
Stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes	2	Étude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide	2
Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles	6	Particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau — Rupture sous contrainte hydrostatique	8
Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents — application au calcul d'essais triaxiaux	7	Comportement des roches au cours de la rupture : application à l'interprétation d'essais sur des tubes épais	9
Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents	10	Un modèle de matériau microfissuré	11
Étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel des sols argileux	13	Analyse critique des essais de cisaillement en mécanique des roches	16
Analyses du comportement des milieux granulaires basées sur leur nature discontinue	14	Résistance en compression d'un lignite terrigène	18
Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi saturé	14	Le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité	20
Les caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification	14	Les argilites surconsolidées du Domérien de Nancy : relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés mécaniques	21
Étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique	15	Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en travaux souterrains y compris les mesures de contraintes	23
Les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains	18	La craie à Nogent-sur-Seine	24
Évolution de l'adhérence des argiles sur des surfaces métalliques en fonction du temps	19	Approche probabiliste et géostatistique de la notion de porosité fissurale	24
Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique	20	Étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale	26
Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire	20	La dilatance des roches	27
Calcul au cisaillement du sable sollicité en déformation plane	21	Comportement mécanique des roches en fonction de la température	28
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches	23	Comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales	29
Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en forage ou en place à l'aide d'appareils spécifiques tels que le pressiomètre, pénétromètre, scissomètre, etc.	23	Anomalies géostatistiques stables et instables dans le cas du sel, étude par simulation centrifuge	41
Rupture d'argiles naturelles par surfaces de cisaillement à l'essai triaxial	24	Modélisation du comportement d'une craie blanche très poreuse et validation	43
Sols grenus sous fortes contraintes	24	Application combinée de l'analyse structurale, de la géostatistique et de la théorie des blocs clés à l'étude des problèmes de stabilité et de confortement des travaux miniers	45
Approche expérimentale du fluage en compression triaxial de deux argiles intactes	24	TUNNELS - CAVITÉS SOUTERRAINES	
Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires	25	Les mesures in situ dans les tunnels	4
Les surfaces de glissement en mécanique des sols	27	Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement	4
		Hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels	6
		Géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie)	6

Application de la mécanique des roches aux tunnels : cas des tunnels du Gran Sasso et du Fréjus 12

Tentative d'interprétation des mesures faites aux tunnels du Fréjus et du Gran Sasso 12

Tunnel du Fréjus : les mesures géotechniques effectuées sur le chantier français et leur application pour la détermination et l'adaptation du soutènement provisoire 12

Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés 13

Effondrements spontanés et possibilité de mise en charge hydraulique 13

Stabilité des cavités de stockage d'hydrocarbures dans le sel. Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique — Solution explicite 16

Expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz 18

Affaissements miniers et exploitation partielle 21

Modèle viscoplastique pour le comportement d'un tunnel revêtu 24

Mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques 25

L'évacuation de la « charge thermique admissible » en formations géologiques pour l'évacuation des déchets radioactifs de haute activité 27

Étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro 29

Expérimentation en vraie grandeur de buses métalliques sous haut remblai 30

Le soutènement liquide : une recherche appliquée pour le bouclier à pression de boue du métro de Lyon 30

Fluage, dilatance ou compressibilité des roches autour des puits verticaux et des forages pétroliers 31

Phénomènes vibratoires dans les colonnes pétrolières : application au calcul du volume des cavités souterraines 32

Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel 43

RECONNAISSANCE DES SOLS

Applications de la photo-interprétation et de la télédétection à la géologie de l'ingénieur 4

Détection des cavités souterraines par des méthodes géophysiques 5

Mesure de la profondeur des fondations par micro-sismique transparence 6

La sismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique 7

Choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles 7

Une classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines 8

Contrôle du compactage des tranchées P.T.T. par le pénétromètre statique 9

Note technique : essai de constitution et d'utilisation d'une banque de données sur le sous-sol d'une plaine alluviale (région de Grenoble, France) 13

Détermination des coefficients élastiques d'un massif anisotrope par poinçonnement et ancrage 16

Étude géotechnique et reconnaissance des sols : projet de D.T.U. 22

Diagraphies et paramètres de forage 23

Méthode géographiques de subsurface 23

Reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible 26

La tomographie sismique comme méthode de reconnaissance détaillée du sous-sol 36

Le piézocône, améliorations apportées à la reconnaissance des sols 44

Reconnaissance par diagraphies des fractures recoupées par un forage 45

Caractérisation des gisements d'hydrocarbures fracturés en utilisant l'outil de diagraphie acoustique EVA (R) 45

Une diagraphie de perméabilité par méthode acoustique 45

Détermination de caractéristiques dynamiques d'un sol à l'aide d'un essai pressiométrique cyclique 46

PIEUX

Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frottement négatif 5

Méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement 7

Interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu 8

Réflexion sur le battage des pieux 9

Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique 10

Vibrofonçage à fréquence élevée 11

Évaluation du tassement des pieux à partir de l'essai de pénétration statique 15

Portance réelle et portance calculée des pieux isolés, sollicités verticalement — Règles pressiométriques 16

Étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol 18

Calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis 26

Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage 35

CONSOLIDATION

Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi 7

Méthode de prévision des pressions interstitielles 9

Consolidation d'un sol élastoplastique 19

La consolidation unidimensionnelle sous charge cyclique 36

PAROIS

Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches 8

Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre rapports de tirants 8

Rupture d'un rideau de palplanches 13

Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture 25

Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples 28

Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée 40

GÉNIE PARASISMIQUE

Réponse sismique d'une couche de vase molle 25

Contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière 27

Tectonique des plaques et mécanique des roches 30

Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique 33

Dispositions intéressant le sol et les fondations dans les nouvelles règles parasismiques P.S. 86 37

Dispositions technologiques concernant la protection parasismique des ouvrages de fondation 37

Mesure des propriétés dynamiques des sols 37

Comportement des fondations sous sollicitation sismique 37

Talus et soutènement en dynamique des sols 37

Résistance au cisaillement dynamique 37

Résistance aux séismes des ouvrages en terre armée 37

Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique 37

Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure 38

Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols 38

Étude du mécanisme à l'origine de l'activité microsismique liée à des injections d'eau dans un massif granitique 39

Mesures in situ de vitesse et d'atténuation des ondes P et S dans un massif granitique 40

DIVERS

Le bilan énergétique en mécanique des roches 1

Processus local de destruction des roches par un outil de forage 5

Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente 14

Toponymie et géotechnique 14

Les premiers temps de la mécanique des sols 15

Fissuration longitudinale des chaussées 19

Mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe 20

Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques 20

Découpage par jets liquides en géotechnique 20

La congélation des sols 21

Note technique : CÉZEAU ; un projet de banque de terminologie en mécanique des sols 21

Essais hydrauliques et hydrogéologiques 23

Problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stravronikita du mont Athos (Grèce)	26	RECOSOL : un didacticiel d'apprentissage de la reconnaissance des sols	40
Le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire	26	Évaluation des déformations des piliers par émission acoustique dans une carrière souterraine	41
Sols frottants mobiles et mobilisables sous l'action de la houle et des courants en géotechnique marine	28	Interprétation des mesures d'auscultation hydrauliques de trois digues en terre par un modèle d'écoulement en milieu poreux	43
Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux	30	Variation du coefficient d'emmagasinement de l'aquifère stratifié de la Plaine de Salonique (Grèce)	45
Rapport annuel 1984 des activités de recherche en France en mécanique des roches	31	Le GRECO « Géomatériaux » : Objectifs et programme de recherches	46
Géotextiles et géomembranes	36		

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN AVRIL 1989
DÉPÔT LÉGAL 1989 N° 4205