

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 25
NOVEMBRE 1983

sommaire

résumés	3
étude expérimentale des fondations soumises au renversement M. Ayeb - G. Biguenet - M. Dunand	5
mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques B. Côme	17
réponse sismique d'une couche de vase molle A. Pecker - J.-P. Walter - J. Sigismond	27
analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture M. Mommessin - R. Nègre	45
un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie A. Mouratidis - J.P. Magnan	55
effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires G. Auvinet - D. Bouvard	63

Revue Française de Géotechnique

4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi - F. Bonnechère - J. Goguel - J. Kérisel - P. La Rochelle - G. L'Héritier - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 350 FF — étranger : 350 FF

Prix du numéro : 110 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Erratum

Dans l'article de F. Molenkamp publié dans le numéro 24 (août 1983) de la «Revue Française de Géotechnique», pages 77-79, il y a lieu de lire r_1 au lieu de r dans l'expression (3).

étude expérimentale des fondations soumises au renversement

par M. Ayeb - G. Biguenet - M. Dunand

Une vingtaine d'essais de renversements de fondations ont été réalisés en terrain naturel. Au cours de ces essais ont été mesurés : les déplacements de la fondation et son inclinaison, le moment de renversement, et les trois composantes des contraintes à l'interface sol-fondation. Ces essais ont permis l'élaboration d'une méthode très simple permettant de prévoir le comportement d'une fondation soumise au renversement à partir d'essais pressiométriques.

mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques

par B. Côme

L'enfouissement en formation géologique profonde des déchets hautement radioactifs est actuellement la méthode la plus prometteuse pour isoler ces déchets de l'homme et de son environnement.

La Commission des Communautés Européennes poursuit un programme de recherche et développement visant, entre autres, à évaluer la sûreté de cette approche. L'article présente quelques résultats particulièrement intéressants acquis dans le cadre de ce programme, concernant (a) la détermination et la modélisation du comportement mécanique des formations rocheuses, et (b) l'évolution à long terme de ces formations.

réponse sismique d'une couche de vase molle

par A. Pecker - J.-P. Walter - J. Sigismond

La détermination des caractéristiques principales de la réponse au séisme d'une couche de vase molle a été abordée par le calcul. Des études paramétriques ont porté sur la loi de comportement du sol, la nature et l'intensité du mouvement incident, les caractéristiques de la couche de sol (épaisseur, module). Elles ont permis de mettre en évidence les caractéristiques suivantes : filtrage des hautes fréquences et amplification des basses fréquences du mouvement incident, apparition dans le spectre de réponse à la surface de pics prononcés aux fréquences propres de vibration de la couche de sol.

Les résultats de l'étude sont en très bon accord avec les quelques enregistrements disponibles obtenus lors de séismes sur des sols de natures comparables.

analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture

par M. Mommessin - R. Nègre

Dans cet article, une méthode rigoureuse d'analyse de la stabilité des murs poids de soutènement est présentée.

Dans une première partie, nous rappelons brièvement les principaux résultats du calcul à la rupture. Cette théorie, développée sous la seule hypothèse d'un critère de résistance du matériau convexe, permet de déterminer l'ensemble des chargements potentiellement supportables par l'ouvrage, en géométrie initiale. La notion de coefficient de rupture est élargie par la définition d'un facteur d'accroissement ultime de charge.

La seconde partie est consacrée à l'étude des murs poids de soutènement au moyen de la théorie précédente. La méthode proposée est comparée aux méthodes classiques de calcul et à des résultats expérimentaux. Des abaques permettant une exploitation pratique de la méthode sont proposés.

un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage

pour les argiles molles naturelles : Mélanie

par A. Mouratidis - J.P. Magnan

Le modèle Mélanie est une évolution des modèles élastoplastiques élaborés dans les années soixante à l'Université de Cambridge. Il a été développé pour décrire le comportement des argiles molles naturelles non remaniées, dans la même optique que le modèle Ylight de l'Université Laval de Québec.

Le sol est caractérisé par une surface d'état limite obtenue par écrouissage de la courbe d'état limite initiale. Dans le domaine des déformations élastiques, la loi d'élasticité est de type orthotrope de révolution. Sur la surface limite, la loi d'écoulement plastique est non associée.

L'article décrit successivement :

- les bases expérimentales du modèle,
- ses équations,
- un exemple d'application pour le calcul d'un remblai à la rupture édifié sur des argiles molles.

effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires

par G. Auvinet - D. Bouvard

L'effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires homogènes, entendu comme la dispersion de leurs caractéristiques physiques en fonction du volume dans lequel elles sont mesurées, est défini et étudié au moyen de la théorie des fonctions aléatoires et d'un modèle de simulation numérique. On analyse également les implications des résultats obtenus pour certains problèmes pratiques de géotechnique.

analytic method for determining stability of retaining walls by failure theory

by M. Mommessin - R. Nègre

A well-defined analytic method for determining stability of weight retaining walls is presented in this article.

In part one, a rapid summary is made of results of failure theory. This theory, developed only from the hypothesis that a convex resistant criterium exists for the material, enables us to determine the whole of loading bearable by the wall, through initial geometry. The idea of a failure coefficient is elaborated through the definition of an ultimate load-increase factor.

Part two considers the problem of retaining walls, using the precedent theory. The proposed method is compared to more classical methods of calculation and to experimental results. Abaci, allowing for a more practical utilisation of the method, are also introduced herein.

a strain-hardening elastoplastic anisotropic model for soft natural clays : Mélanie

by A. Mouratidis - J.P. Magnan

The Mélanie model is a development of the elastoplastic models formulated in the sixties at Cambridge University. It was developed in order to describe the behaviour of natural undisturbed soft clays, in a similar way as in Ylight model of Laval University, Quebec.

The soil is characterized by a limit state surface generated by the strain-hardening initial limit state curve. In the elastic domain, the stress-strain relationships are of axisymmetric orthotropic type. On the limit state surface, a non associated flow rule was adopted.

The paper presents successively:

- the experimental basis of the model,
- the constitutive equations,
- the use of the model for calculating the behaviour of an embankment at failure erected on soft clays.

geometric scale effect for granular media

by G. Auvinet - D. Bouvard

The geometric scale effect for homogeneous granular media, understood as the dispersion of their index properties as a function of the volume in which they are measured, is defined and evaluated by means of stochastic processes theory and with the help of a numerical simulation model. Some implications for practical geotechnical engineering problems are also assessed.

experimental studies of foundations subjected to horizontal tilting

by M. Ayebe - G. Biguenet - M. Dunand

We have made some twenty tests of tilting on foundations in natural soil. During the tests we measured the displacement of the foundation, its inclination, the moment and the three components of stress on the contact soil-foundation. These tests allow us to propose a simple method of calculating the behaviour of a foundation, subject to horizontal tilting forces, from pressuremetric data.

rock mechanics and geological disposal of radioactive waste

by B. Côme

Disposal of high-level radioactive waste in deep geological formations is, at present, the most promising method to isolate this waste from man and his environment.

The Commission of the European Communities implements a R & D Programme with a view to, among others, assess the safety of this approach. The paper presents some interesting results gained in the framework of this programme, about (a) the measurement and modelling of mechanical behaviour of rock formations, and (b) the long-term evolution of these formations.

seismic response of soft soil deposits

by A. Pecker - J.-P. Walter - J. Sigismund

The main features of the seismic response of soft soil deposits have been obtained by numerical computations. Parametric studies have considered different constitutive relationships to represent the soil behaviour, differences in nature and acceleration levels of the incident waves, variations in the thickness and soil moduli of the soil profile. These studies put forward the following features : filtering of high frequencies and amplification of low frequencies included in the incoming waves, presence in the ground surface response spectra of well identified pics at the natural frequencies of the soil layer.

The results are in very good agreement with the few available acceleration time histories recorded on similar deposits during actual earthquakes.

étude expérimentale des fondations soumises au renversement

par

M. Ayeb, G. Biguenet, M. Dunand

Institut de Mécanique de Grenoble

1 Introduction

L'ingénieur constructeur est souvent amené à étudier des fondations sollicitées par des efforts inclinés. On rencontre ce problème pour les piles et culées de ponts, pour certains pieux ou groupes de pieux, et pour les ouvrages de soutènement. L'étude présentée ici étant plus particulièrement appliquée aux fondations des supports de lignes électriques, c'est-à-dire à des fondations parfaitement rigides à faible élanement. Elle a été réalisée à l'*Institut de Mécanique de Grenoble*, en collaboration avec la *Direction des Études et Recherches d'E. D. F., division « Lignes aériennes »*.

De nombreux essais en terrain naturel (sable propre, argile saturée, limon argileux), en semi-grandeur et en vraie grandeur, ont été réalisés dans le cadre de cette étude. Les mesures effectuées ont permis de déterminer expérimentalement le moment de renversement sollicitant la fondation, en fonction du déplacement angulaire de celle-ci, la répartition des contraintes à l'interface, et la cinématique du mouvement.

2 Historique. Méthodes de calcul existantes

Les méthodes de calcul des fondations soumises au renversement sont fort nombreuses. Il n'est pas possible d'en donner une analyse exhaustive ici (on a pu analyser 35 méthodes différentes). [4 G. Berthomieu, 1976.] Ces méthodes peuvent être classées en 3 catégories :

— les méthodes dites *élastiques*, dans lesquelles les contraintes à l'interface sont liées aux déplacements de la fondation (*Andree-Norsa, Sulzberger*) [2, 12]

— les méthodes dites *plastiques*, dans lesquels on admet l'écoulement plastique dans tout le massif (*Méthode française, Fröhlich, Alexandru*) [7, 1]

— les méthodes expérimentales, ou élaborées à partir de l'observation de faits expérimentaux (*Lazard, Dembicki, Méthode Belge, Méthode Menard*) [9, 5, 10].

Les résultats des essais présentés ici ont été comparés à 5 méthodes classiques (*Andree-Norsa*, méthode française, *Lazard*, à la méthode Polonaise *Dembicki-Bolt-Odrobinski* et à la méthode *Menard*).

2.1 Méthode élastique : Andree-Norsa (fig. 1) [2 Andree-Norsa 1966]

Les contraintes à l'interface sol-fondation sont normales, proportionnelles au déplacement, et au module de réaction du sol (K), lui-même proportionnel à la profondeur. En écrivant les équations d'équilibre, et grâce à diverses hypothèses simplificatrices, on aboutit à :

$$M = P \cdot L/2 - 2 \cdot P^2 / (3 \cdot B \cdot p) + 80 \cdot B^2 D^3 p^2 / (6561 P) \quad (1)$$

avec M : moment de renversement maximum de la fondation

P : poids de la fondation et de la superstructure

B, L, D : largeur, longueur et hauteur de la fondation

p : pression maximum admissible

sous la base de la fondation, prise comme paramètre caractéristique du sol (calculé à partir de C et ϕ , ou déterminé par un essai en place).

Cette méthode, très simple donne des résultats acceptables dans les milieux pulvérulents. Par contre, elle est exagérément pessimiste dans les sols purement cohérents.

2.2 Méthode plastique : française, ou méthode du Réseau d'État (fig. 1) [7]

Les contraintes à l'interface sont proportionnelles à la profondeur suivant l'hypothèse classique de l'équilibre limite sur un écran vertical (poussée-butée). En écrivant les équations d'équilibre on obtient :

$$M = P \cdot L/2 - 2 \cdot P^2 / 3 \cdot B \cdot p + B \cdot D^3 \cdot A/6 \quad (2)$$

les notations étant les mêmes que pour *Andree-Norsa*, avec :

$$A = \gamma \cdot [\operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)]$$

γ , poids volumique.

On adopte généralement, pour le terme $A/6$, des valeurs corrigées d'après l'expérience qui vont de 0,28 (sol pulvérulent lâche) à $3,3 \cdot 10^4$ N/m³ (terrain à forte cohésion).

2.3 Méthode de Lazard [9]

Elle constitue un aménagement de la méthode Belge (méthode Ramelot) [11] proposé par Lazard à l'issue de divers essais de renversement de supports de Lignes S.N.C.F. Une étude statistique sur les résultats d'essais en vraie grandeur a permis à Lazard de proposer l'expression suivante :

$$M = \frac{10HD_1^2B}{H+D - \frac{D1}{3}}$$

avec M : moment limite en mètre tonne
 H : hauteur de tirage en mètre
 B : largeur des faces en butée, en mètres
 D : fiche totale en mètres
 D1 : fiche « active » en mètres

2.4 Méthode Menard [10]

Les contraintes à l'interface sont normales et peuvent croître jusqu'à la pression limite (p_e) pressiométrique. Menard distingue 2 cas, selon que l'effort de renversement est appliqué en tête de la fondation (moment négligé devant l'effort tranchant), ou à une certaine hauteur (effort tranchant négligé devant le moment).

Dans le premier cas : $T = \alpha_1 \cdot D \cdot h \cdot p_e$, moment négligeable.

Dans le second cas : $M = \alpha_2 \cdot D \cdot h^2 \cdot p_e$, effort tranchant négligeable avec

T et M : Effort horizontal en tête de la fondation et moment de renversement.

D et h : Diamètre et hauteur de la fondation.

p_e : Pression limite pressiométrique du sol.

α_1 et α_2 : Coefficients variables suivant la nature du sol et l'élançement de la fondation.

$$0,2 < \alpha_1 < 0,41; \quad 0,13 < \alpha_2 < 0,25.$$

Les déplacements en tête du pieu dans la phase pseudo-élastique sont donnés par :

$$K \cdot \operatorname{tg} \theta = (\alpha_1/0,16) \cdot (p_e/h) : 1^{\text{er}} \text{ cas}$$

$$K \cdot \operatorname{tg} \theta = (\alpha_2/0,08) \cdot (p_e/h) : 2^{\text{e}} \text{ cas.}$$

θ étant l'angle d'inclinaison du pieu et K le module de réaction du sol défini statistiquement à partir de p_e dans le tableau suivant :

Tableau 1

Diamètre du pieu	0,3 m	0,6 m	1,2 m
Argile	$p_e = 2K$	$p_e = 4K$	$p_e = 6K$
Sable	$p_e = K$	$p_e = 2K$	$p_e = 2,6K$

2.5 Méthode polonaise (Dembicki-Bolt) [5]

Élaborée par une équipe de chercheurs de l'Institut polytechnique de Gdansk à partir des résultats de nombreux essais sur modèles réduits, cette méthode

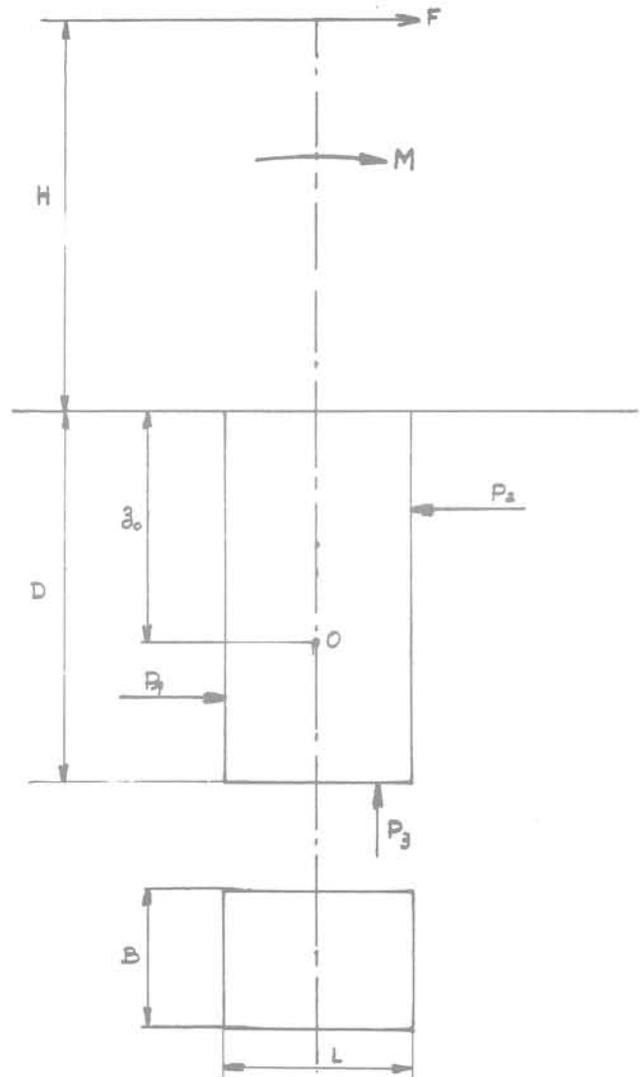


Fig. 1 Schéma de la fondation

s'applique aux fondations circulaires ou rectangulaires. On écrit les équations de l'équilibre statique en supposant aux interfaces une répartition de contraintes en plasticité parfaite (poussée-butée). Les auteurs ont présenté des abaques permettant d'obtenir le moment limite lorsque l'effort tranchant est faible, ou l'effort limite lorsque le moment est faible.

Cette méthode semble en assez bon accord avec l'expérience comme nous l'indiquons plus loin.

2.6 Bilan des méthodes existantes. Répartition des contraintes à l'interface

À l'issue d'une étude bibliographique complète (dont le texte ci-dessus est un très bref résumé), il apparaît que les méthodes existantes permettent d'obtenir le moment de renversement limite, mais pas les déplacements de la fondation (sauf, dans une certaine mesure, la méthode Menard). En outre, les hypothèses faites sur les répartitions de contraintes aux interfaces sol-fondation sont souvent arbitraires. En conséquence, les essais décrits ci-après avaient pour but de préciser les points suivants :

- répartition réelle des contraintes aux interfaces,
- contrôle des déplacements de la fondation.

3 Processus et matériel d'essais

Les essais de renversement ont été réalisés en terrain naturel, dans la région de Grenoble. Deux types de fondation ont été utilisés :

- Nondation rectangulaire de $0,4 \times 0,4 \times 0,8$ m supportant un pylône de 5 m de hauteur (système dénommé : « petit pylône », figure 12).
- Fondation circulaire (diamètre 1 m, fiche 3 m) supportant un pylône de 12,5 m de hauteur (système dénommé « grand pylône », figure 13).

3.1 Les différents terrains d'essais

Les sols naturels *meubles* dans lesquels se posent généralement les problèmes de fondation ont été symbolisés par 3 matériaux caractéristiques :

- un sable fin lavé
- une argile plastique saturée
- un limon sablo-argileux non saturé.

27 essais de renversement ont été réalisés dans ces 3 types de sols avec l'ensemble « *petit pylône* », en 1980. En outre, 2 essais « *grand pylône* » ont été exécutés en 1981 dans un sol bicouche (0 à 2 m : limon argileux non saturé, 2 à 3 m : sable graveleux sous la nappe phréatique).

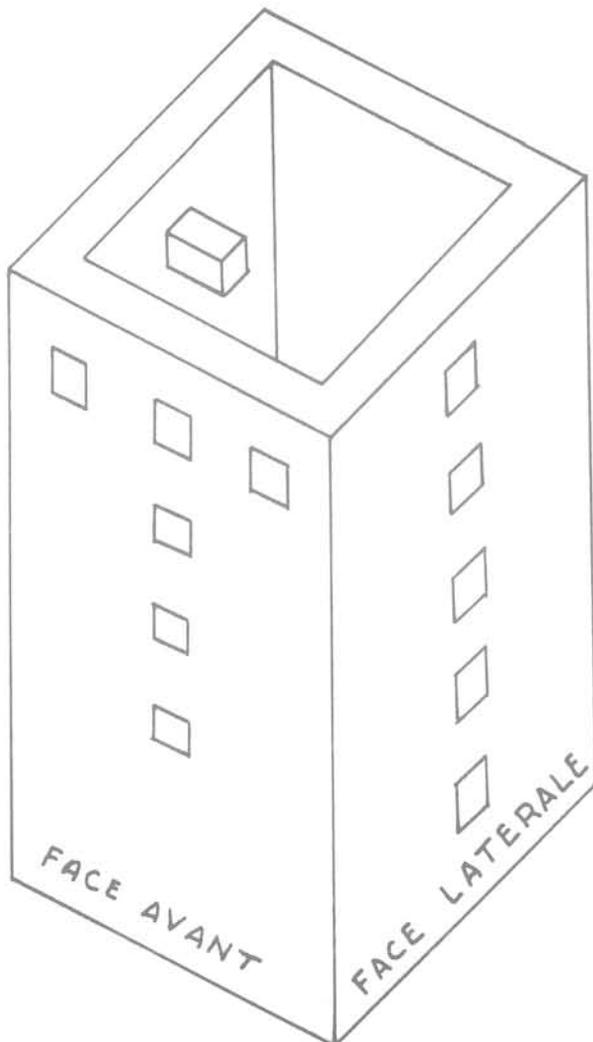


Fig. 2 Fondation (petit pylône) et capteurs

3.1.1 Essais dans le sable (petit pylône, 10 essais)

Afin de disposer d'un matériau parfaitement pulvérulent, il a été nécessaire de réaliser une fosse ($L=5$ m, $\ell=3$ m, $h=2$ m) creusée à la pelle mécanique dans le sol naturel limoneux, et remplie de sable calibré lavé (30 m^3).

3.1.2 Essais dans l'argile (petit pylône : 5 essais)

Situé à *Varces*, banlieue de Grenoble, dans une dépression, lacustre et marécageuse, ce terrain est constitué par une argile grise plastique saturée (nappe phréatique en surface), très homogène sur plus de 20 m d'épaisseur.

3.1.3 Essais dans le limon (petit pylône : 12 essais)

Il s'agit des alluvions récentes de l'Isère. Situées à Saint-Martin d'Hères, à proximité du Laboratoire de Mécanique des Sols de l'Université de Grenoble. C'est un matériau fin, un peu argileux, contenant un sable très fin, et situé au-dessus de la nappe de l'Isère.

3.1.4 Essais en sol bi-couche (grand pylône : 2 essais)

Les essais « *grand pylône* » ont eu lieu également à proximité du laboratoire : la première couche est constituée par le limon décrit ci-dessus (0 à 2 m), la seconde par un sable graveleux immergé (2 à 3 m).

3.1.5 Caractéristiques des sols étudiés

Le tableau ci-après résume les résultats des analyses et mesures effectuées sur ces divers matériaux.

3.2 Fondations utilisées

3.2.1 « Petit pylône »

Les massifs de fondation sont en béton coulé en place, dans une fouille de $0,4 \times 0,4$ m et 0,80 m de profondeur, pour les essais dans le limon (hors nappe). Ils sont préfabriqués et mis en place dans une fouille aux mêmes dimensions dans l'argile. Pour le sable ($c=0$), le massif est mis en place par une grue dans une fouille talutée, et le sable est ensuite compacté uniformément autour du massif.

La fondation en béton est creuse, avec 5 parois de 5 cm d'épaisseur, comportant des réservations de 50 mm destinées à recevoir les capteurs de contrainte (voir fig. 2).

3.2.2 « Grand pylône »

La fondation est constituée par une *virole* en acier de 1 m de diamètre intérieur, 3 m de hauteur, 15 mm d'épaisseur, comportant également les réservations prévues pour les capteurs de contrainte. Les viroles sont *foncées* au marteau vibrant (3 tonnes), puis vidées à la benne preneuse.

3.3 Système d'application des efforts

— *Les pylônes* : Ils sont en profilés acier (cornières et fer U) du type *treilli*. Le petit pylône mesure 5 m de hauteur et 0,40 m à la base. Le grand pylône

mesure 12,5 m de hauteur et 1 m à la base. Ils sont calculés pour recevoir en tête, sans déformation appréciable 1 tonne (petit pylône) et 10 tonnes (grand pylône). Après mise en place des fondations, les pylônes sont fixés sur celles-ci par boulons.

— *Système de tirage* : Un câble acier est fixé en tête du pylône par l'intermédiaire d'un capteur de force, et accroché, à l'autre extrémité, à un moufle dont le brin actif s'enroule sur un treuil à moteur tournant à vitesse constante mais réglable. La vitesse de tirage est réglée de manière à obtenir une inclinaison du pylône de l'ordre de 15° en 2 heures, afin de réaliser une mise en pression du sol quasi-statique.

Les fondations rectangulaires ont été renversées dans un plan perpendiculaire aux faces (et non suivant la diagonale).

3.4 Mesure des contraintes aux interfaces

Une série de 30 capteurs de contrainte tridimensionnels a été réalisée à l'Institut de Mécanique de Grenoble, suivant un modèle conçu et expérimenté sur plusieurs prototypes successifs. Ils sont constitués par 3 étages de mesure destinés à mesurer chacun une des 3 composantes de la contrainte à l'interface. Chaque étage comporte 2 lames élastiques en acier disposées de telle sorte qu'elles fléchissent sous l'effet d'une composante de la contrainte, sans être affectées par les 2 autres composantes (lames d'acier à haute limite élastique de 1 mm d'épaisseur 20 mm de largeur et 40 mm de longueur). Quatre jauges de contraintes sont collées sur les lames élastiques (2 jauges par lame : une en compression et une en traction) et forment un point de Wheatstone complet pour chaque voie de mesure.

La face d'appui du capteur, en contact avec le sol, mesure 31,6 × 31,6 mm (10 cm²). Chaque étage de mesure peut recevoir un effort de 50 kg (pression à l'interface de 5 bars). L'ensemble est monté dans un boîtier en acier permettant sa fixation sur la fondation, à travers celle-ci de manière que la face d'appui affleure l'interface sol-fondation. Chaque pont de mesure est alimenté par une tension continue de 6 V, et fournit un signal de l'ordre de 3 mv par volt pour 1 bar. Naturellement chaque voie de mesure de chaque capteur a été étalonnée sous charge statique, les valeurs ci-dessus sont des moyennes. Lors du dépouillement des mesures, l'étalonnage exact de chaque voie est pris en compte. (Voir fig. 14.)

3.5 Mesure des déplacements de la fondation

Afin de déterminer la cinématique du déplacement de l'ensemble fondation-pylône, on définit les trajectoires réelles de 3 points solidaires de la fondation à l'aide de 6 capteurs potentiométriques (voir fig. 3).

3.6 Mesure et enregistrement des paramètres

La chaîne de mesure complète comprend : 60 capteurs, une alimentation stabilisée à 6 V, une centrale de mesure HP 3495 A couplée à un calculateur HP 9825 A. Les données (tension d'alimentation, 6 capteurs de déplacement, 52 capteurs de contraintes, effort de traction du câble) sont « scrutées » à raison d'un cycle par minute, traitées instantanément par le calculateur, enregistrées sur cassette, et imprimées. Ceci permet de suivre, en clair, l'évolution de tous les paramètres, cycle par cycle,

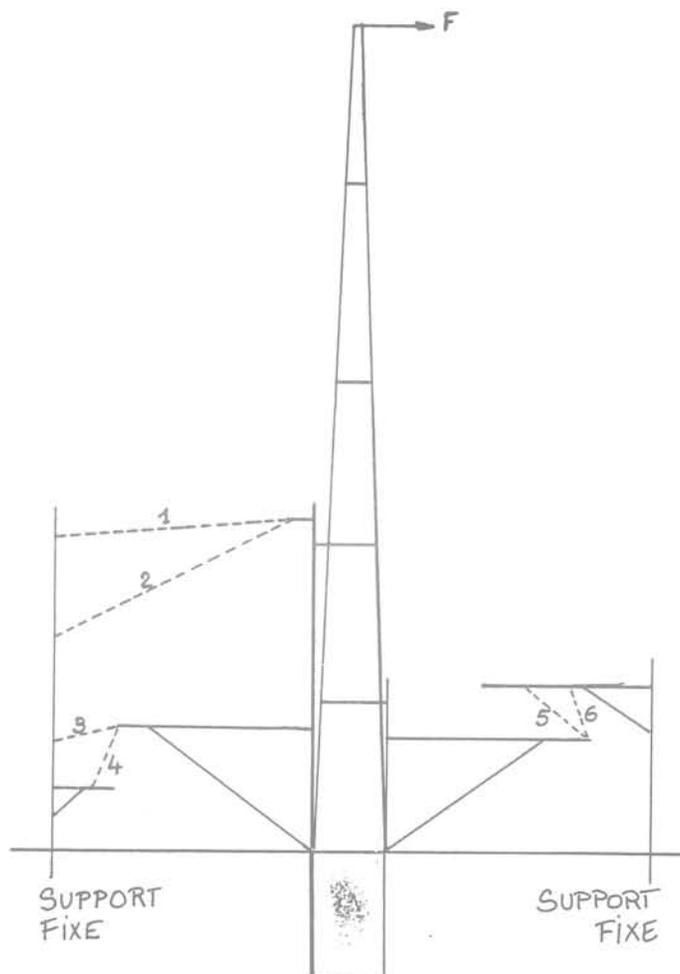


Fig. 3 Position des capteurs de déplacement

durant l'essai, et d'effectuer après coup diverses opérations sur les enregistrements (notamment, tracer l'évolution des contraintes en fonction des déplacements sur table traçante HP 9872).

4 Résultats des mesures

4.1 Observations effectuées durant les essais de renversement

Dans tous les essais on a pu observer tout d'abord un décollement de la fondation sur la face arrière au-dessus du centre de rotation, et au-dessous sur la face avant. Ce phénomène se produit même dans le sable propre, du fait d'une légère cohésion capillaire. On observe également des fissures à la surface du sol tout d'abord à l'avant de la fondation, puis à l'arrière. Ces fissures, très apparentes pour le *petit pylône*, le sont beaucoup moins pour le *grand pylône*. En outre, cette fissuration du sol en surface n'apparaît que pour une forte inclinaison, alors que le moment de renversement approche de sa valeur maximum.

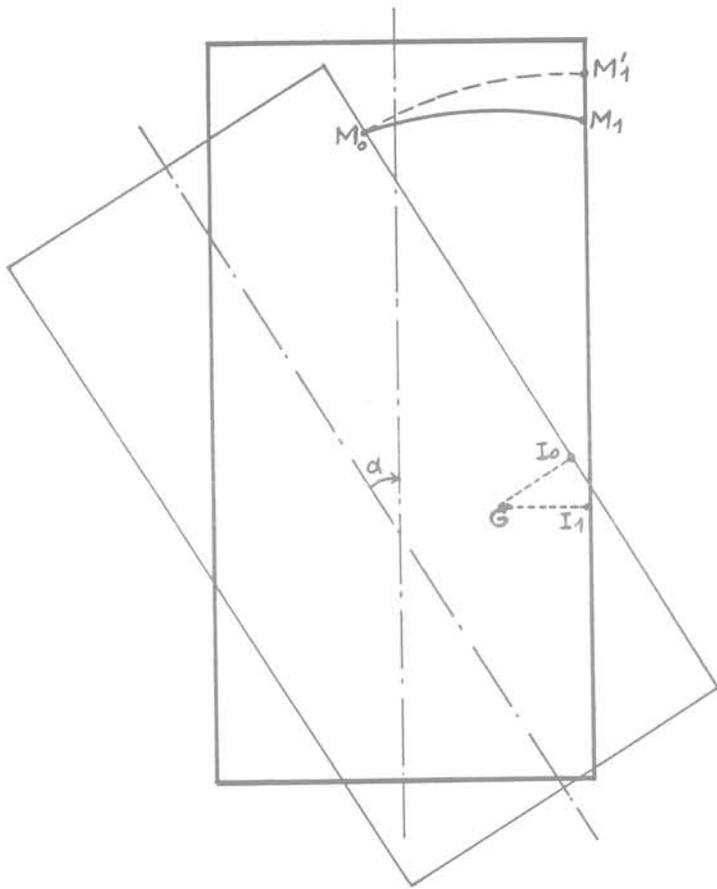


Fig. 4 Cinématique du renversement

4.2 Cinématique du déplacement

Le mouvement de l'ensemble fondation-pylône est un déplacement plan, défini par les trajectoires de 3 repères liés rigidement à la fondation. On peut définir ainsi à tout instant :

- le centre instantané de rotation (C.I.R.)
- le centre de rotation globale (C.R.G. : invariant dans la transformation qui fait passer le solide indéformable fondation-pylône de sa position initiale à une position quelconque).

La figure 4 illustre le mouvement de l'ensemble fondation-pylône.

La figure 5 indique les trajectoires du C.R.G. au cours de quelques essais.

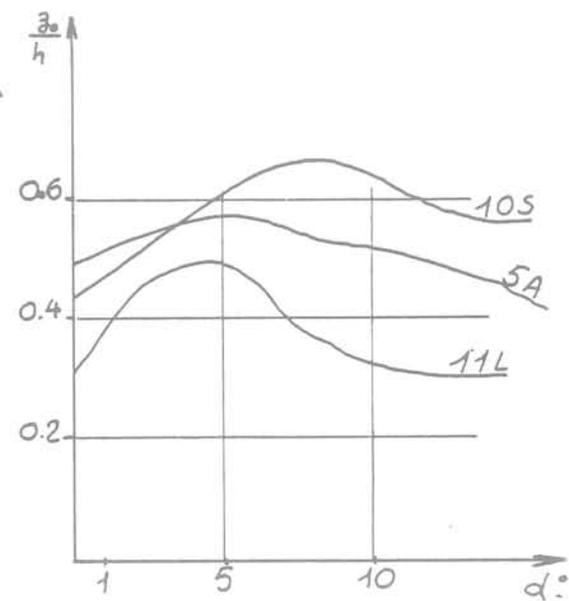
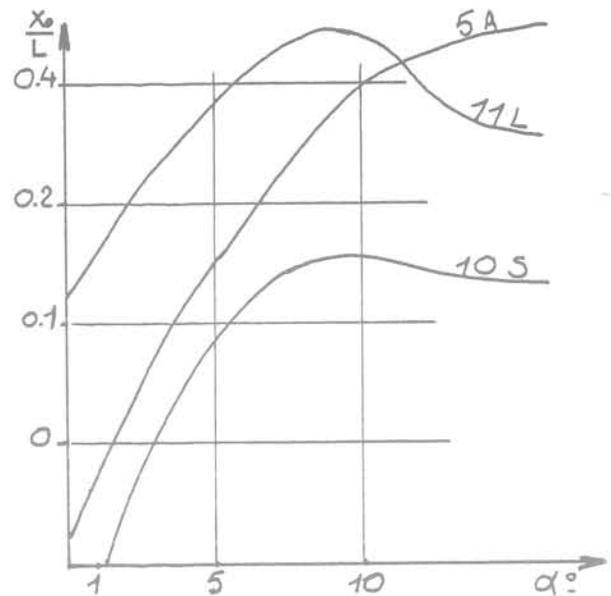
4.3 Valeur des contraintes mesurées à l'interface

4.3.1 Contrainte normale

Elle est nulle au niveau du centre de rotation, et croît vers le haut en face avant et vers le bas en face arrière, jusqu'à atteindre une valeur très voisine de la pression limite obtenue au pressiomètre (fig. 6).

4.3.2 Contraintes tangentielles

Elles restent très faibles (5 à 10 % des contraintes normales au même point de l'interface).



ESSAIS "PETIT PYLONE" $\left\{ \begin{array}{l} \text{N}^{\circ} 10 \text{ dans le sable} \\ \text{N}^{\circ} 5 \text{ dans l'argile} \\ \text{N} 11 \text{ dans le limon} \end{array} \right.$

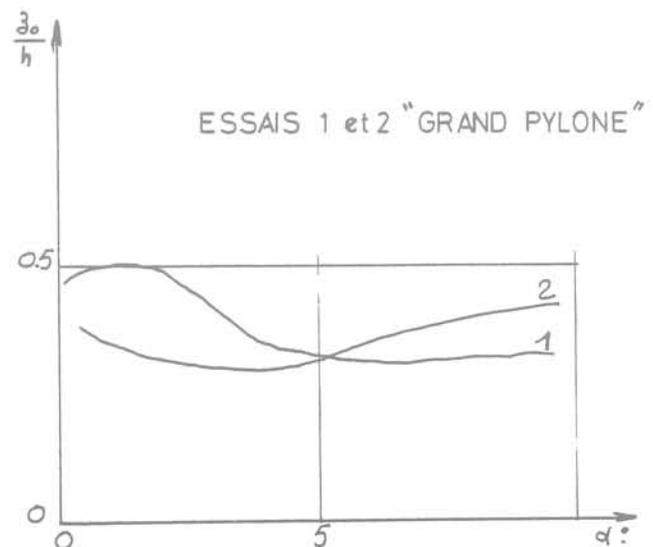


Fig. 5 Coordonnées du CRG en fonction de l'inclinaison

Tableau 2

Nature du sol	Teneur en eau naturelle w %	Masse volumique naturelle g/cm ³	Cisaillement direct		Vane test C Pa × 10 ⁵	Pressiomètre		Valeurs moyennes	
			φ°	C Pa × 10 ⁵		Module EM = 2G Pa × 10 ⁵	Pression limite Pa × 10 ⁵	2G Pa × 10 ⁵	p _r Pa × 10 ⁵
Sable lache	2	1,57	36	0		10	1,2 à 1,3	10	1,25
Argile saturée	35	1,88	0	0,25	0,18 à 0,28	16	1,8 à 2,25	16	2
Limon argileux	33	1,85	20	0,3		26 à 36	3 à 3,6	30	3,3

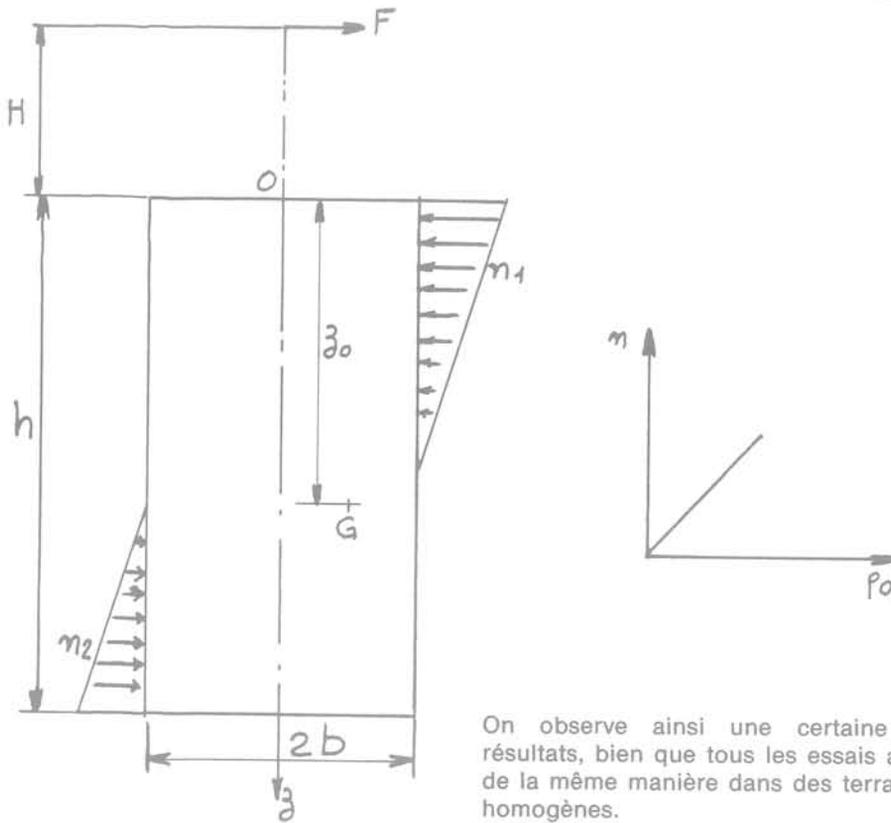


Fig. 6 Distribution des contraintes – phase élastique

4.4 Moment de renversement en fonction de l'angle d'inclinaison

Pour tous les essais on dispose de la valeur de la force de tirage et de l'angle d'inclinaison enregistrés sur bande magnétique à partir des indications fournies par les capteurs (force et déplacements).

Les graphiques moment de renversement-angle d'inclinaison sont obtenus sur table traçante. Compte tenu du nombre important d'essais effectués, nous avons reporté sur les figures 8, 9, 10 et 11 les courbes enveloppes des graphiques expérimentaux. Ces dernières s'inscrivent toutes à l'intérieur du fuseau représenté en grisé.

On observe ainsi une certaine dispersion des résultats, bien que tous les essais aient été conduits de la même manière dans des terrains apparemment homogènes.

On a reporté sur les mêmes graphiques (fig. 8, 9, 10 et 11) les valeurs du moment limite calculé d'après diverses méthodes (Lazard, Bolt, André Norsa, Ménard, Méthode Française dite du Réseau d'état), ainsi que la courbe $F(\alpha)$ déterminée par la méthode I. M. G. exposée ci-après.

5 Méthode de calcul proposée

En fonction des observations faites durant les essais et sommairement rapportées ci-dessus, il est possible de proposer les hypothèses suivantes :

- la cinématique du renversement peut être assimilée à un déplacement plan défini par l'axe commun du support et de sa fonction et par la direction de l'effort de tirage;
- la composante normale de la contrainte à l'interface augmente linéairement à partir de la cote du centre de rotation jusqu'à atteindre la valeur de la pression limite prise égale à la pression limite pressiométrique;

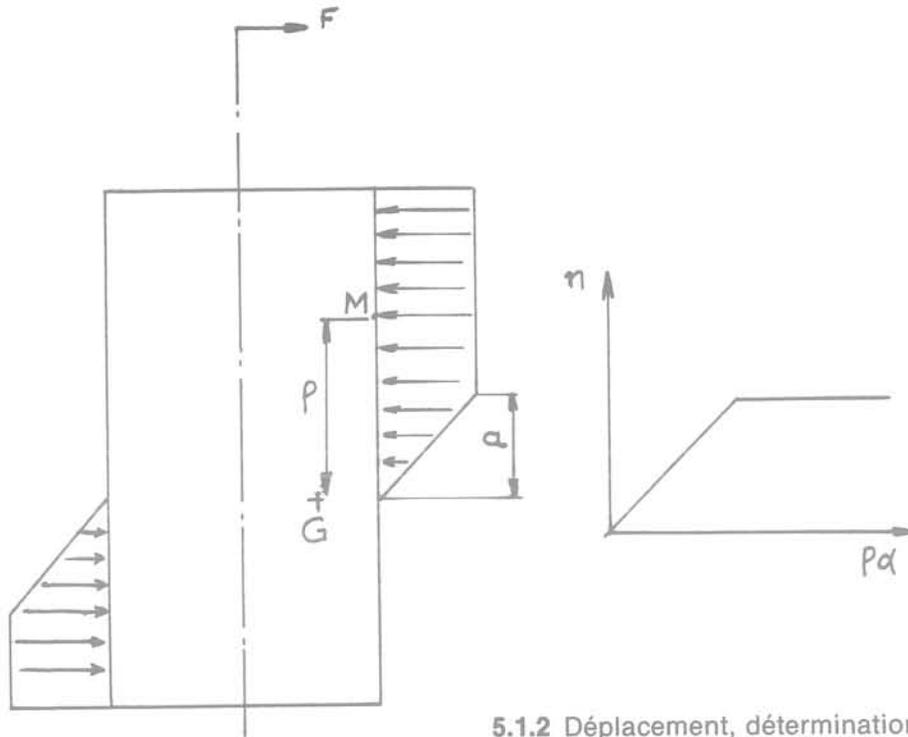


Fig. 7 Phase élastique-plastique

— la fondation est rigide, le sol est homogène et admet une loi de comportement élastique, parfaitement plastique.

5.1 Phase élastique

Au début du mouvement de renversement, lorsque l'effort F est faible les contraintes normales n_1 et n_2 sont inférieures à la pression limite p_e . Les déplacements à l'interface sont donc liés linéairement aux contraintes. En utilisant les résultats des calculs de *J. P. Giroud* [8], on peut exprimer les déplacements en fonction des caractéristiques élastiques du sol (G et γ par exemple).

5.1.1 Équations d'équilibre de la fondation (fig. 6)

On admet que le poids est équilibré par les pressions normales sous la base et par les contraintes tangentielles le long du fût.

$$F = 2b \left[\frac{z_0 \cdot n_1}{2} - \frac{(h - z_0) n_2}{2} \right]$$

$$2b \frac{z_0 n_1}{2} \left(H + \frac{z_0}{3} \right) = 2b \cdot \frac{(h - z_0) n_2}{2} \left(H + z_0 + \frac{2}{3} h - \frac{2}{3} z_0 \right).$$

Les contraintes normales maximum sont alors :

$$n_1 \text{ (surface du sol en face avant)} = K \cdot z_0 \cdot \alpha.$$

$$n_2 \text{ (base de la fondation en face arrière)} = K(h - z_0) \alpha$$

avec K : module de réaction du sol.
 α : inclinaison de la fondation.

On trouve :

$$z_0 = \frac{h(3H + 2h)}{3(2H + h)}$$

constant durant toute la phase élastique

$$F = \frac{b \cdot h^3}{3(2H + h)} \cdot K \cdot \alpha.$$

5.1.2 Déplacement, détermination du module de réaction

Le déplacement d'une fondation rigide soumise à un effort excentré est (d'après *J. P. Giroud*) :

$$W_M = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \frac{F}{h \cdot 2b} [2b \cdot \bar{P} + z \cdot e_z \bar{Q}]$$

\bar{P} et \bar{Q} sont des coefficients ne dépendant que du rapport $\frac{h}{2b}$.

e_z est l'excentricité de l'effort, soit ici

$$e_z = \frac{H + \frac{h}{2}}{h}$$

Le déplacement du bord supérieur de la fondation sera alors :

$$z_0 \alpha = \frac{1 - \nu}{2G} \cdot \frac{F}{h \cdot 2b} \left[2b \cdot \bar{P} + \left(\frac{H}{2} + \frac{h}{4} \right) \bar{Q} \right]$$

soit

$$\alpha \cdot \frac{h(3H + 2h)}{3(2H + h)} = \frac{1 - \nu}{2G} \cdot \frac{h^2 \cdot K \cdot \alpha}{6(2H + h)} \left[2b \cdot \bar{P} + \left(\frac{H}{2} + \frac{h}{4} \right) \bar{Q} \right]$$

d'où

$$K = \frac{2G}{1 - \nu} \cdot \frac{3H + 2h}{2b \cdot h} \cdot \frac{2}{\bar{P} + \frac{2H + h}{8b} \bar{Q}}$$

K ne dépend que de la géométrie du système et du facteur $2G/(1 - \nu)$.

5.2 Phase élastique-plastique

Lorsqu'apparaît la plasticité (obligatoirement au niveau du sol) on a :

$$n_1 = K \cdot z_0 \cdot \alpha_c = p_e$$

ce qui définit α_c (inclinaison critique) = $\frac{p_e}{K \cdot z_0}$. En

partant du centre de rotation la contrainte normale n est proportionnelle à $(z_0 - z)$ jusqu'à une distance « a » du centre de rotation; au-delà de a , n reste constante et égale à p_e .

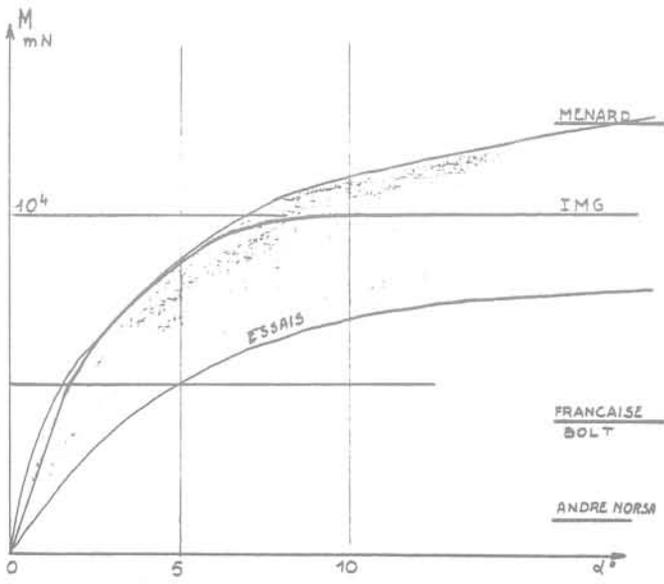


Fig. 8 Petit pylône - argile

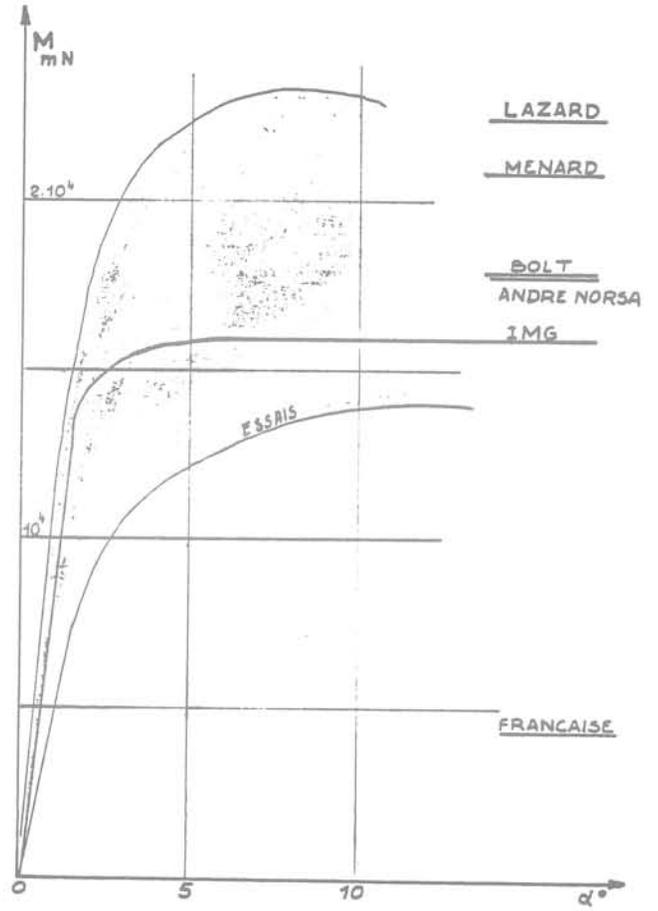


Fig. 9 Petit pylône - limon

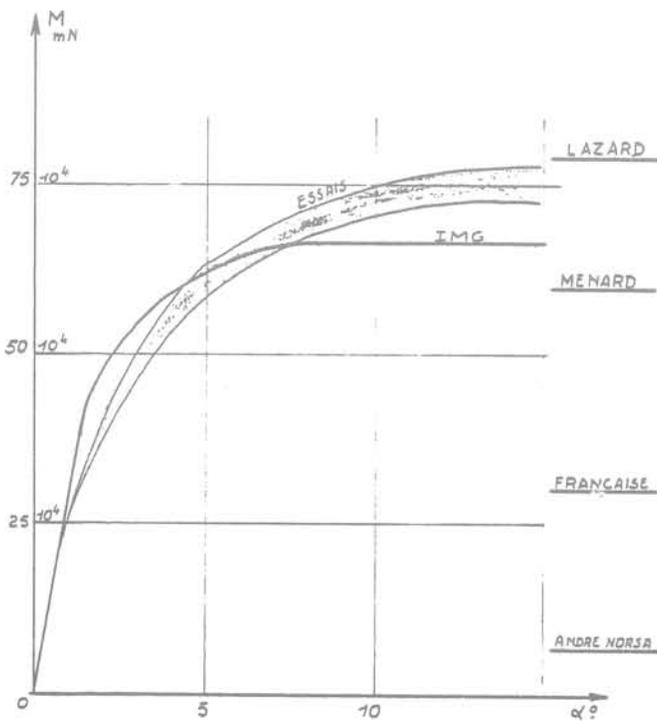


Fig. 10 Grand pylône - limon

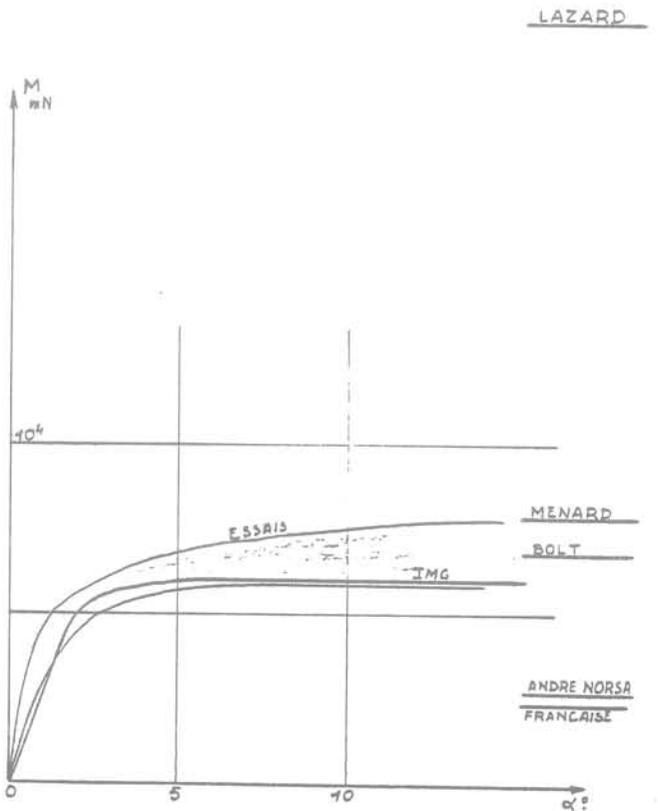


Fig. 11 Petit pylône - sable

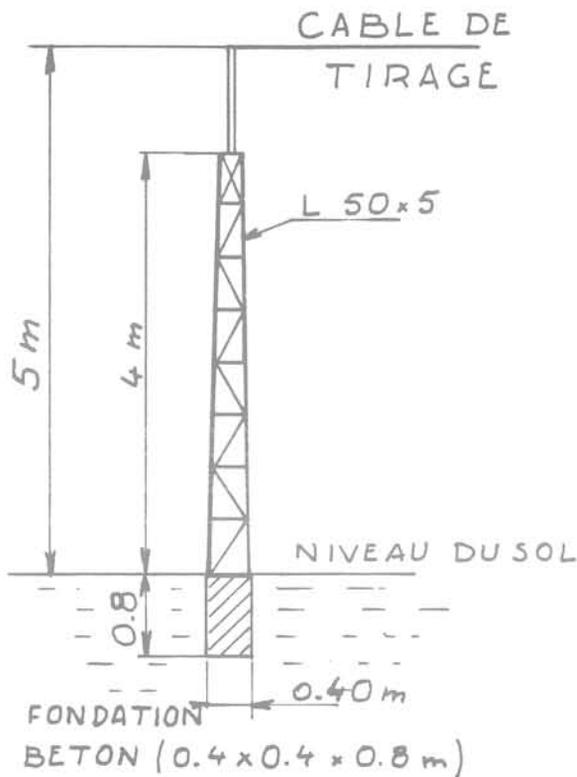


Fig. 12 Petit pylône (échelle 0.02)

Calcul de a : rayon critique.

On a

$$a \cdot \alpha = \frac{p_e}{K} \quad \text{soit} \quad a = \frac{p_e}{K\alpha}$$

5.2.1 Équations d'équilibre (fig. 7)

— Forces verticales : les contraintes sous la base de la fondation et les composantes tangentielles verticales équilibrent le poids du massif et de sa structure.

— Forces horizontales :

$$\frac{F}{2b \cdot p_e} = (z_0 - a) + \frac{a}{2} - (h - z_0 - a) + \frac{a}{2}$$

① soit $\frac{F}{2b \cdot p_e} = 2z_0 - h$.

— Moments :

$$\frac{F(H + z_0)}{2b \cdot p_e} = (z_0 - a) \left(\frac{z_0 - a}{2} + a \right) + \frac{a}{2} \cdot \frac{2a}{3} + (h - z_0 - a) \left(\frac{h - z_0 - a}{2} + a \right) + \frac{a}{2} \cdot \frac{2a}{3}$$

② soit $\frac{F(H + z_0)}{2b \cdot p_e} = \frac{3z_0^2 + 3(h - z_0)^2 - 2a^2}{6(H + z_0)}$.

Les 2 relations ① et ② permettent de calculer z_0 et F .

On trouve :

$$z_0 = \sqrt{H^2 + Hh + \frac{h^2}{2} - \frac{a^2}{3}} - H$$

$$F = 2b \cdot p_e (2z_0 - h)$$

5.3 Récapitulation

Au début du mouvement (phase élastique) on a :

$$F = A \cdot \alpha$$

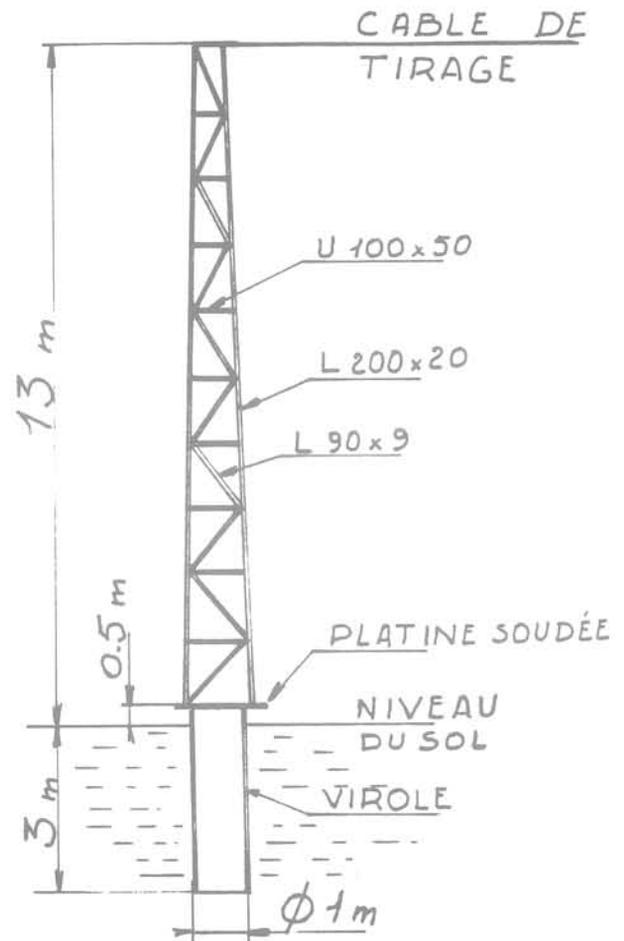


Fig. 13 Grand pylône (échelle 0.01)

α : angle de rotation de la fondation (en radians)

$$A = h^2 \cdot \frac{A_1 \cdot A_2}{A_3 \cdot A_4}$$

$$A_1 = \frac{2G}{1 - \nu}; \quad A_2 = 2h + 3H; \quad A_3 = 3(h + 2H);$$

$$A_4 = \bar{P} + \frac{2H + h}{8b} \cdot \bar{Q}$$

\bar{P} et \bar{Q} : coefficients adimensionnels donnés par les tables.

Lorsque α dépasse la valeur critique de telle sorte que :

$$\alpha_c = \frac{p_e \cdot b \cdot A_3 \cdot A_4}{A_1 \cdot (A_2)^2} \cdot A_4$$

la fonction $F(\alpha)$ n'est plus linéaire, et on a :

$$F = 2b \cdot p_e (2z_0 - h)$$

avec $z_0 + H = \sqrt{H^2 + Hh + \frac{h^2}{2} - \frac{a^2}{3}}$

et $a = \frac{p_e \cdot h}{A_1 \cdot A_2} \cdot A_4 \cdot \frac{b}{\alpha}$

5.4 Application aux essais

5.4.1 Caractéristiques pressiométriques moyennes des sols étudiés

(On admettra pour tous les sols : $\nu = 1/3$.)

— Sable : $p_e = 1,25 \cdot 10^5$ Pa.

Module de cisaillement $2G = 10^6$ Pa

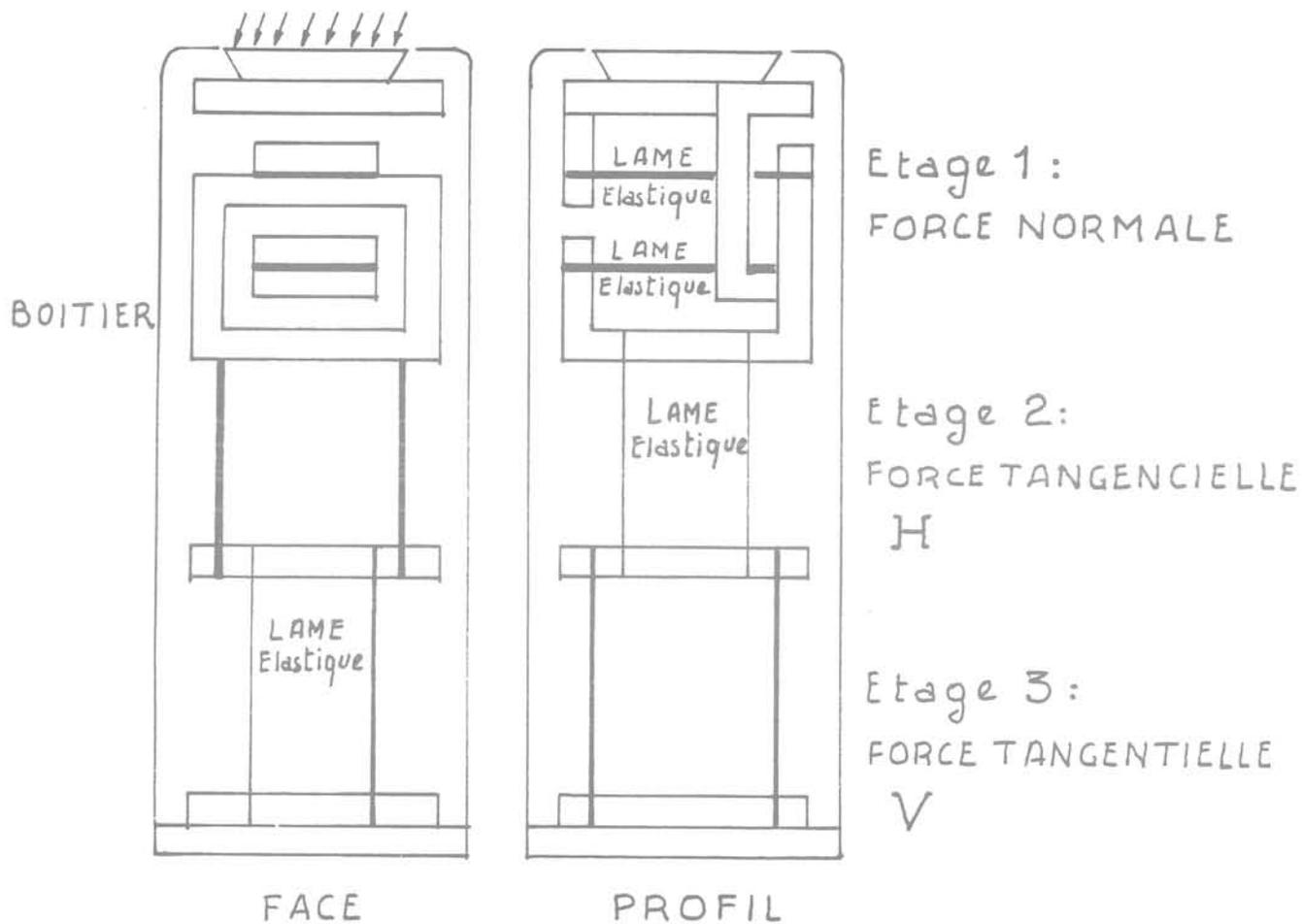


Fig. 14 Capteur de contrainte tridimensionnel (échelle 1)

d'où $A_1 = 15 \cdot 10^5$ Pa.
 — Argile : $p_e = 2 \cdot 10^5$ Pa
 $2G = 16 \cdot 10^5$ Pa, soit $A_1 = 24 \cdot 10^5$ Pa.
 — Limon : $p_e = 3,3 \cdot 10^5$ Pa
 $2G = 30 \cdot 10^5$ Pa, soit $A_1 = 45 \cdot 10^5$ Pa.

5.4.2 Données géométriques

— *Petit Pylône* : $2b = 0,43$ m; $h = 0,76$ m; $H = 4,90$ m
 valeur des tables pour $\frac{h}{2b} = 1,77$ (soit $\frac{2b}{h} = 0,57$) :
 $\bar{P} = 1,15$ et $\bar{Q} = 3,57$
 d'où : $A_2 = 15,22$ m; $A_3 = 31,68$ m;
 $A_4 = 12,11$ m.
 — *Grand Pylône* : $2b = 1$ m; $h = 3$ m; $H = 13$ m
 valeur des tables pour $\frac{h}{2b} = 3$ (soit $\frac{2b}{h} = 1/3$) :
 $\bar{P} = 1,43$ et $\bar{Q} = 2,95$
 d'où : $A_2 = 45$ m; $A_3 = 58$ m;
 $A_4 = 12,12$.

5.4.3 Résultats

a) *Petit Pylône*
 — Essais dans le sable :
 $\alpha_c = 0,0297$ r soit 1,7 degré
 $A = 0,344 \cdot 10^5$ N et $F_c = A \cdot \alpha_c = 1021$ N
 d'où $M = 5000$ mN
 F_{Lim} (limite théorique pour $\alpha \rightarrow \infty$) = 1236 N
 et $M = 6080$ mN.
 — Essais dans l'argile :
 $\alpha_c = 0,029$ r soit 1,7 degré
 $A = 0,55 \cdot 10^5$ N et $F_c = A \cdot \alpha_c = 1017$ N
 $M_c = 4983$ mN
 $F_{lim} = 2036$ N; $M = 9976$ mN.
 — Essais dans le limon :
 $\alpha_c = 0,261$ r soit 1,5 degré
 $A = 1,031 \cdot 10^5$ N et $F_c = 2691$ N
 $M_c = 13186$ mN
 $F_{lim} = 3264$ N; $M = 15994$ mN.

b) Grand Pylône

Essais dans le limon

$$\alpha_c = 0,0255 \text{ r} \text{ soit } 1,46 \text{ degré}$$
$$A = 25,926 \cdot 10^5 \text{ N} \text{ et } F_c = 32926 \text{ N}$$
$$M_c = 428038 \text{ mN}$$
$$F_{\text{lim}} = 51070 \text{ N}; \quad M = 663910 \text{ mN.}$$

Les valeurs numériques ci-dessus permettent de tracer la courbe représentant la fonction $F(\alpha)$.

Les figures 8, 9, 10 et 11 montrent l'écart entre les valeurs théoriques et les valeurs données par l'expérience.

6 Conclusion

L'Institut de Mécanique de Grenoble a procédé à de nombreux essais de renversement de fondations en terrain naturel, en collaboration avec E.D.F. Les mesures effectuées ont porté sur le moment de renversement en fonction de l'angle d'inclinaison sur la répartition des contraintes le long de l'interface sol-fondation, et sur la cinématique du mouvement.

La méthode de calcul proposée ici, déduite des observations faites durant les expériences, permet de prévoir la variation du moment de renversement en fonction de l'angle d'inclinaison, à partir des résultats d'essais pressiométriques. Le calcul donne des valeurs en assez bonne concordance avec l'expérience.

Références bibliographiques

[1] Alexandru V. (1970) : « Contribution au calcul des fondations encastées pour les pylônes des lignes électriques aériennes ». Institut de la Construction, Bucarest.

[2] Andrée-Norsa (1966), « Calcul des massifs ». Groupe de travail « Supports de lignes », E.D.F.-G.D.F.

[3] Ayeb M. (1983), « Étude des fondations soumises au renversement. Application du Pressiomètre ». Thèse de Docteur-Ingénieur présentée le 13 janvier 1983, à l'Université de Grenoble.

[4] Berthomieu G. (1976), « Modèle tridimensionnel de fondations de pylônes sollicités horizontalement ». Thèse de Docteur de Spécialité présentée le 21 septembre 1981 à l'Université de Grenoble.

[5] Dembicki, Odrobinski, Bolt (1971), « Stability of single foundations columns ». Varsovie-Podznan.

[6] Dunand M. (1981), « Étude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement ». Thèse de Docteur-Ingénieur présentée le 24 mars 1981 à l'Université de Grenoble.

[7] Fayoux P. (1952), « Fondations des pylônes des lignes électriques à très haute tension ». Bulletin de la Société Française des Électriciens.

[8] Giroud J. P. (1972), « Tables pour le calcul des fondations ». Vol. 2 pages 201 à 210. Publié chez Dunod.

[9] Lazard A. (1955), « Moment limite de renversement de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolés ». A.I.T.B.T.P. tome 8 n° 85 (janv. 1955).

[10] Ménard L. (1962), « Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement ». Sols-soils, vol. n° 3, 1962.

[11] Ramelot-Vandepierre (1950), Comptes rendus de recherches I.R.S.I.A. n° 2.

[12] Sulzberger G. (1945), « Les fondations de supports de lignes aériennes et leur calcul ». Association Suisse des Électriciens, n° 10 (mai 1945).



mécanique des roches et évacuation des déchets radioactifs en formations géologiques

par

B. Côme

C. C. E., Bruxelles

Introduction

Les déchets de haute activité provenant de l'industrie nucléaire posent un problème dont l'acuité croît avec le développement de l'énergie électronucléaire dans les pays industrialisés. Ces déchets doivent être isolés de l'environnement humain pendant une très longue durée, pour garantir que leur retour dans la biosphère ne présente aucun danger pour cet environnement. L'utilisation d'un système de confinement associant plusieurs enveloppes, appelées « barrières artificielles » (ex. : conteneur métallique), et l'enfouissement profond dans des formations géologiques adéquates est considéré comme un moyen pratique, et économiquement satisfaisant, d'atteindre ce but.

Les propriétés de confinement de la roche-hôte doivent subsister pendant très longtemps. Il apparaît donc nécessaire d'acquérir le plus rapidement possible une bonne connaissance des propriétés des formations et, surtout, de leur évolution au cours du temps et sous l'effet des sollicitations nouvelles introduites par l'évacuation des déchets elle-même.

Le programme de la commission des Communautés européennes

La commission des Communautés européennes contribue depuis 1975 à cet effort d'approfondissement des connaissances dans le cadre de ses programmes quinquennaux de recherche et de développement, sous forme de contrats de recherche à frais partagés, dans le domaine de la gestion et du stockage des déchets radioactifs. Un des composants de ce programme, appelé « Stockage et évacuation en formation géologique », regroupe et coordonne un grand nombre de travaux de recherche effectués dans des organisations des États-membres et au Centre commun de recherches d'Ispra (Italie). Ces travaux visent à acquérir une meilleure connaissance des

formations rocheuses et de leur évolution.

Pour des raisons en partie historiques, l'effort de recherche a été concentré sur trois types de formations considérées dès le départ comme favorables à l'évacuation des déchets radioactifs :

— Les roches granitiques, envisagées pour leur résistance mécanique, leur stabilité et leur faible perméabilité. Les travaux les concernant sont effectués principalement en France et au Royaume-Uni.

— Les formations argileuses, retenues à cause de leur capacité de fixation des radionucléides éventuellement libérés par les déchets enfouis, et aussi pour leur imperméabilité, étudiées en Belgique, en Italie et récemment au Royaume-Uni.

— Les formations salines, essentiellement pour leur très faible teneur en fluides et pour leur perméabilité à peu près nulle. Les Pays-Bas et l'Allemagne Fédérale concentrent leurs efforts sur ce type de roche (sel en dôme ou en couches).

D'un point de vue pratique, les sujets de recherche sont organisés dans le cadre d'une « classification opérationnelle » détaillée dans le tableau 1.

On constate que la mécanique des roches est largement représentée dans ces travaux (sujets 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9 essentiellement). Les thèmes concernés peuvent se regrouper, selon une logique plus « scientifique », en quatre grandes rubriques :

- 1) Investigation « géodynamique » des sites potentiels.
- 2) Mesure et modélisation des propriétés mécaniques des roches à l'échelle de l'échantillon.
- 3) Mesure et modélisation des propriétés et du comportement mécaniques à grande échelle des massifs rocheux.
- 4) Construction des dépôts profonds définitifs : génie civil, génie minier, etc.

Les paragraphes qui suivent procèdent à une illustration de ces quatre rubriques, à partir d'exemples

empruntés aux contrats en cours dans la période 1980-1982 (phase 1) du deuxième (et actuel) programme quinquennal de recherche et développement. Ce programme couvre la période 1980-1984.

Ils montrent également les progrès réalisés en mécanique des roches suite à l'«éclairage» très particulier résultant de l'aspect « évacuation de déchets radioactifs » et des contraintes qui s'y associent.

Remarque : Il est bien évident que le découpage séquentiel en quatre thèmes recouvre en fait de nombreuses interactions et rétroactions; il n'a été adopté ici que pour la commodité de l'exposé.

Tableau 1
Classification « opérationnelle »
des travaux de R et D
du Programme

« Stockage et évacuation en formation géologique »

I. STOCKAGE ET ÉVACUATION EN FORMATIONS « CONTINENTALES »

1. Sélection des sites. Caractéristiques générales.
2. Programmes de forages profonds.
3. Puits et chambres expérimentales souterraines.
4. Barrières artificielles :
 - 4.1. Conteneur pour déchets.
 - 4.2. Barrières géochimiques, colmatage et scellement.
5. Équilibres internes des formations, avant et après évacuation :
 - 5.1. Caractéristiques des formations.
 - 5.2. Migration des radionuclides.
6. Modèles mathématiques.
7. Analyses de sûreté.
8. Installations-pilote d'évacuation.
9. Mise au point de techniques de construction et d'exploitation.
10. Conception d'installation d'évacuation.

II. ÉVACUATION DANS LES FONDS MARINS

III. AMÉLIORATION DES TECHNIQUES D'INVESTIGATIONS

1. Études fondamentales d'intérêt général.
2. Mise au point de méthodes de mesure.

Exemples de progrès en mécanique des roches

1 Investigation « géodynamique » de sites potentiels

Comme il a été expliqué précédemment, les formations géologiques susceptibles d'accueillir des déchets radioactifs ont été choisies à l'origine pour leur stabilité sur de très longues durées, comparables à celles des périodes géologiques. Il est cependant reconnu que les formations géologiques évoluent, plus ou moins lentement, sous l'effet de facteurs qui relèvent :

- de la géodynamique dite « interne » : parmi ceux-ci, on peut inclure le volcanisme, la fréquence et l'action de failles et fractures, la sismicité, et le diapirisme (spécifique des dômes de sel);
- de la géodynamique dite « externe » : la cli-

matologie, l'érosion et la sédimentation sont les plus notables de ces facteurs.

Les études de sûreté relatives à l'évacuation de déchets radioactifs dans un site donné nécessitent une prédiction, la plus fiable possible, du devenir de la formation géologique considérée. Il est clair que cette prédiction sera d'autant plus réaliste que l'évolution antérieure du site aura été connue sur une période plus longue dans le passé.

C'est ainsi que l'analyse géodynamique *rétrospective* (historique) d'un site donné permet d'accéder à un modèle géodynamique « prospectif » de ce site. Pour fixer les idées, on peut admettre qu'une prédiction fiable sur un million d'années environ nécessite la connaissance détaillée de l'histoire géodynamique antérieure du site sur tout le quaternaire (2,5 à 3 millions d'années). Il est bien entendu que l'analyse ne concerne pas seulement les facteurs géodynamiques cités ci-dessus isolément, mais encore et surtout le jeu complet de leurs *interactions*. En conséquence, les exigences inhabituelles de prédiction d'un site rendent nécessaire une connaissance du passé de ce site bien plus approfondie que pour des ouvrages ordinaires de génie civil par exemple, et surtout non limitée à la simple géologie.

Actuellement, cette approche est appliquée à certaines unités géologiques en France. On peut espérer qu'à terme elle fournira le cadre général pour des études de détail qu'on va maintenant envisager.

2 Mesure et modélisation des propriétés mécaniques des roches à l'échelle de l'échantillon

Des échantillons de roches provenant de divers sites de la Communauté sont étudiés au laboratoire sous des conditions variées de contrainte et de température. Un effort important est accordé sur ce dernier type de sollicitation. Le dégagement de chaleur est en effet une caractéristique des déchets de haute activité que l'on envisage d'enfouir à grande profondeur; les effets de l'échauffement se feront surtout sentir pendant les premières décennies suivant l'évacuation, et dans ce que l'on appelle le « champ proche » du dépôt.

2.1 Granite

Vu les difficultés expérimentales, les essais réalisés à ce jour l'ont été sur des échantillons soumis à un certain échauffement puis refroidis avant chargement. On peut ainsi déterminer l'effet, sur les propriétés mécaniques classiques, d'un traitement thermique donné.

A partir des expériences réalisées en France et au Royaume-Uni sur des granites d'origines différentes, on peut mettre en évidence un certain nombre de conclusions générales.

La durée et l'intensité du chauffage ont toutes deux une influence sur les propriétés mécaniques. La résistance (en compression simple par exemple) et la déformabilité sont systématiquement affectées par le développement d'une microfissuration du granite, due à la différence des coefficients de dilatation de ses composants. Cette microfissuration est mise en évidence par :

- augmentation de la porosité après chauffage : les mesures au porosimètre et celles déduites de la

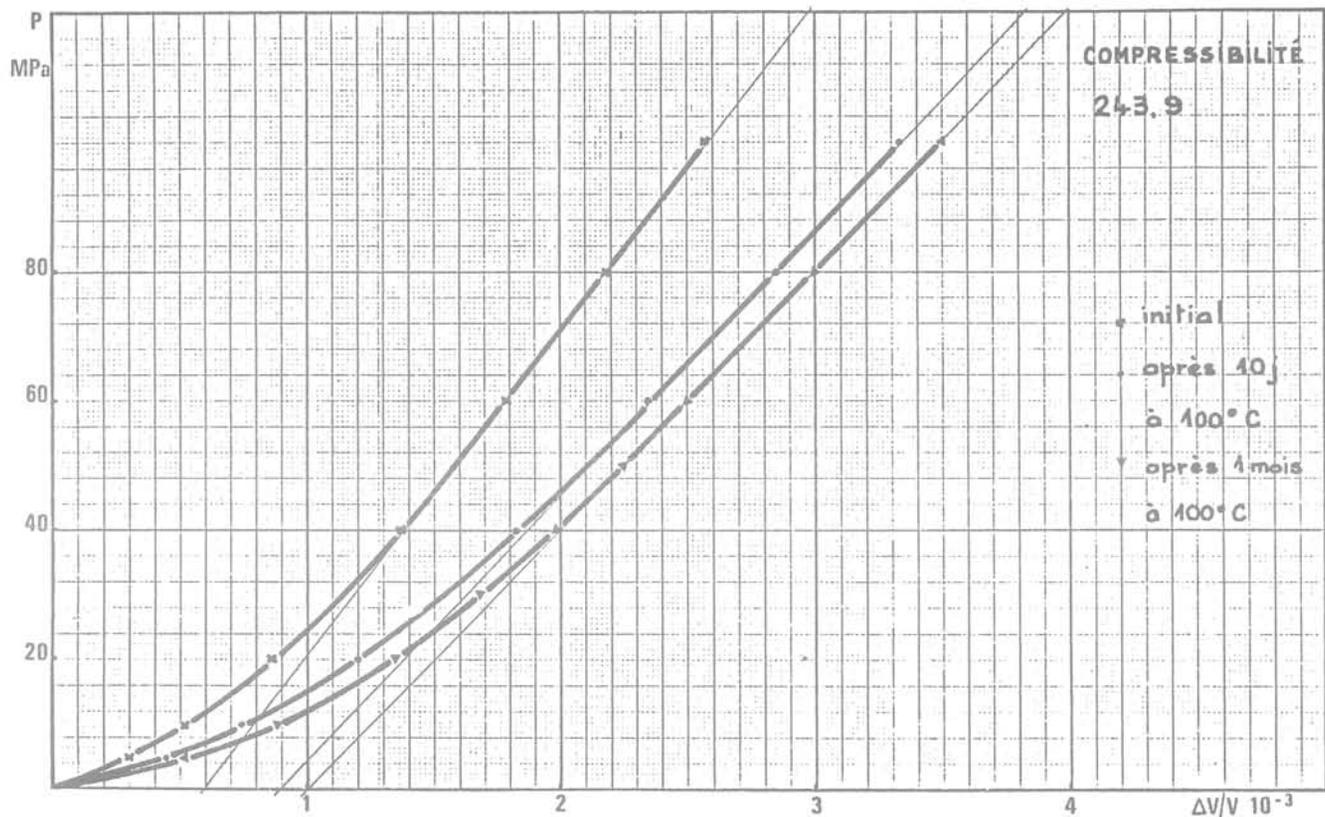


Fig. 1 Evolution de la compressibilité d'un granite en fonction de la durée du chauffage

Tableau 2

Conditions d'essai	K	D	Pf
État naturel	51	0,55	50
Après 10 jours à 100 °C	41,5	0,75	55
Après 1 mois à 100 °C	43	0,95	60

Tableau 3

Conditions d'essai	E	ν	σ
État naturel	68	0,27	165
Après 8 jours à 100 °C	66	0,17	168
Après 1 mois à 100 °C	55	0,15	155

compressibilité sont convergentes;
 — diminution du module d'Young et augmentation du coefficient de Poisson;
 — diminution de la résistance en compression simple.

A noter que ces effets sont surtout marqués au-delà d'un certain « seuil » de température qui dépend du granite considéré. Les tableaux 2 et 3, ainsi que la figure 1, illustrent quantitativement ce qui précède.

Évolution des propriétés mécaniques d'un granite en fonction de la durée du chauffage :

- K, module de compressibilité (GPa);
- D, porosité de fissures;
- Pf, pression de serrage (MPa).

Évolution des propriétés de déformabilité et de résistance d'un granite en fonction de la durée du chauffage :

- E, module d'Young (GPa);
- ν , coefficient de Poisson;
- σ , résistance en compression simple (MPa).

2.2 Sel

L'influence de la température sur le comportement caractéristique du sel, son « fluage » sous contrainte, est déjà connue.

Un résultat intéressant concerne l'influence de l'interaction entre les fluides et le sel sur sa rhéologie. En général, la teneur en fluides du sel est très faible; ceux-ci sont répartis dans des inclusions intracristallines, ou à la limite de cristaux. On peut imaginer par contre des scénarios selon lesquels un « accident » provoque l'entrée d'eau au voisinage de (ou dans) un dépôt de déchets. Cette eau se sature progressivement en sel et peut interagir avec la roche, surtout si un excès de contraintes dans le sel cause une augmentation de sa fissuration, permettant ainsi une sorte d'« imprégnation » du sel solide par de la saumure.

Des essais où la pression et la nature du fluide sont contrôlés montrent qu'il peut y avoir une forte influence de ce fluide sur la vitesse de fluage du sel. La figure 2 donne un exemple d'une telle interaction

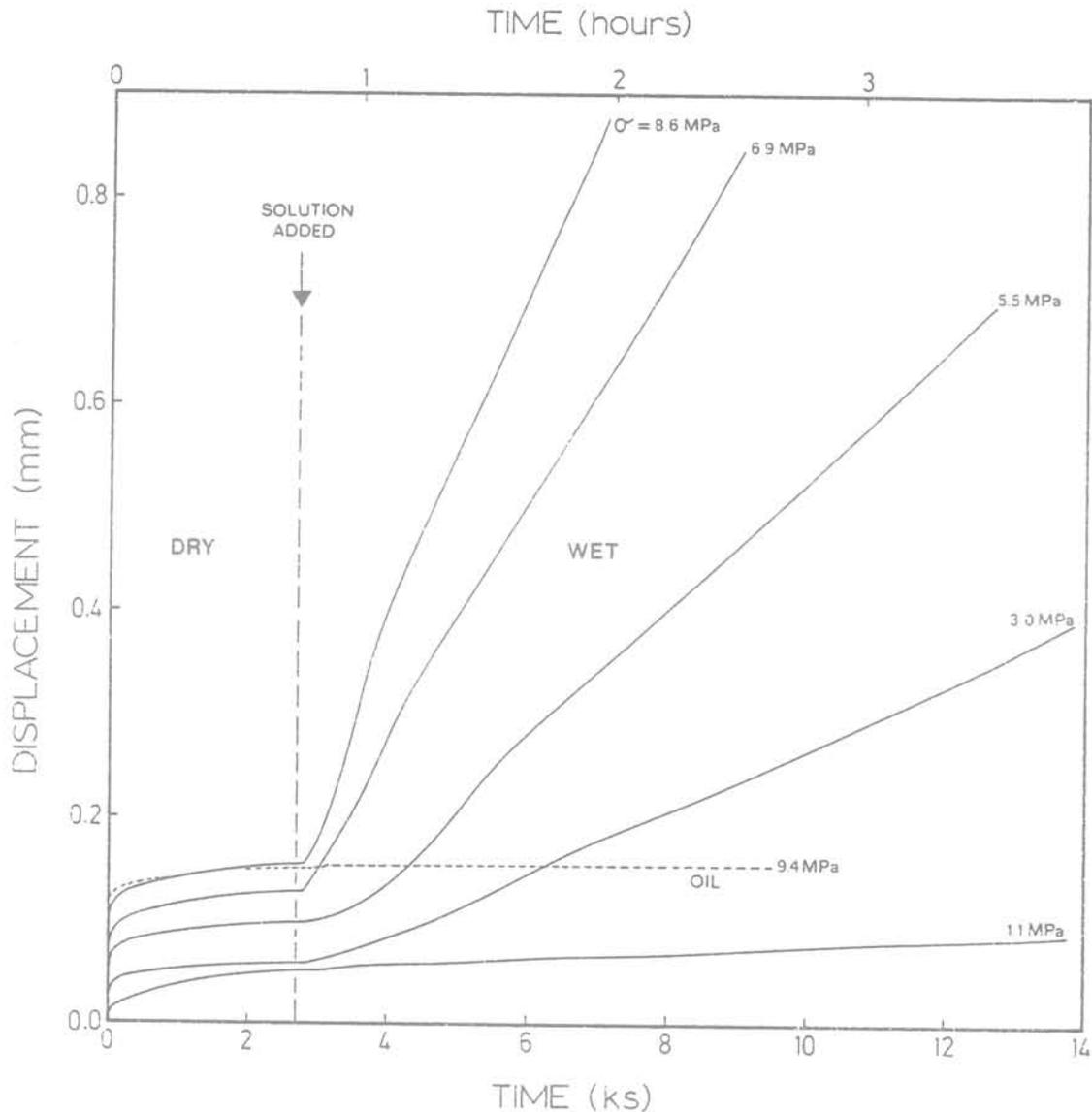


Fig. 2 Influence de l'adjonction d'une solution saturée de NaCl sur le fluage du sel (en tireté, pour la comparaison, influence d'une adjonction de pétrole volatil). La solution est ajoutée 45 mn après le début du chargement à sec.

entre du sel et sa saumure saturée; l'appareillage utilisé est décrit sur la figure 3. Pour l'instant, il serait prématuré de tirer des conclusions de ce phénomène en vue de la sûreté d'un dépôt dans le sel; néanmoins, le fait mérite d'être gardé à l'esprit.

3 Mesure et modélisation des propriétés et du comportement à grande échelle des massifs rocheux

De nombreux essais « en place » sont actuellement effectués dans des « laboratoires souterrains » plus ou moins profonds, qui peuvent être des excavations existantes aménagées, ou des cavités spécialement créées dans ce but. Parfois aussi, certains phénomènes naturels « à grande échelle » sont directement observables sans travaux particuliers.

3.1 Formations salines

Une des tentatives les plus originales est celle de la mesure des contraintes en place (d'origine) dans une

formation saline, à une certaine distance d'une mine existante. La méthode utilisée est celle de la *fracturation hydraulique* (fig. 4) dans des forages exécutés à partir de la mine, vers 800 m de profondeur environ. A cette date, il semble que seule cette méthode ait donné des résultats exploitables (fig. 5 et 6).

Il faut cependant considérer comme préliminaires les conclusions de ces mesures, résumées dans le tableau 4 :

- existence d'un champ de contrainte *anisotrope* dans le sel (la majeure, de 20 MPa, étant grossièrement *horizontale*);
- contrainte verticale (12 MPa) inférieure au poids des terres à cette cote.

Si ces résultats se confirmaient, ils pourraient remettre en cause l'hypothèse ordinaire de l'isotropie des contraintes au moins dans certaines formations salines. Une étape supplémentaire serait de relier ce phénomène à l'histoire de la formation saline concernée; on se retrouve ainsi dans l'analyse « géodynamique » évoquée précédemment.

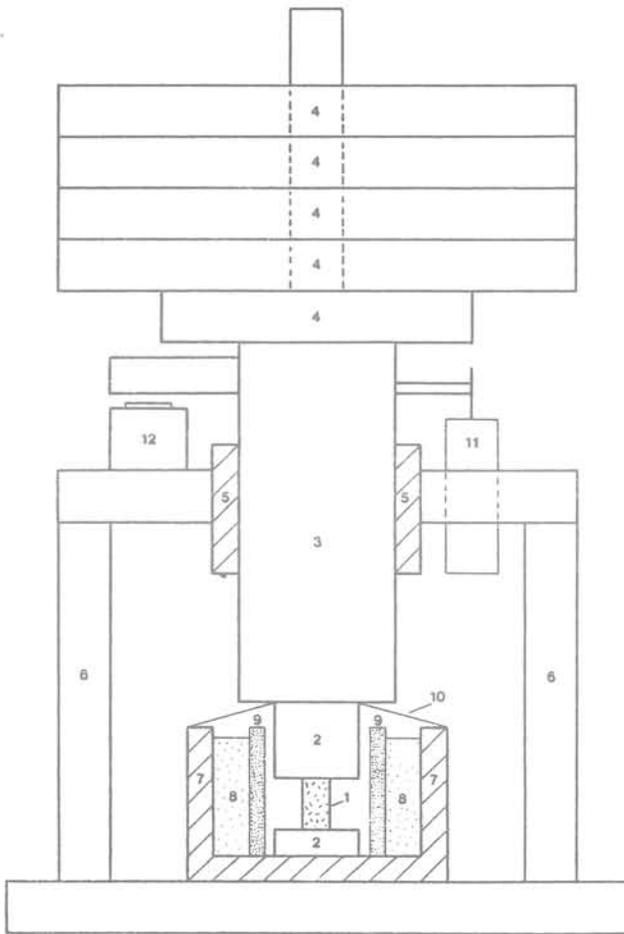


Fig. 3 Schéma de l'appareillage de fluage « poids mort » utilisé pour l'essai de la fig. 2

- (1) échantillon de sel
- (2) et (3) piston
- (4) poids morts exerçant la charge
- (5) joint à faible frottement
- (6) bâti de la presse
- (7) pot en plexiglas
- (8) poudre de sel
- (9) filtre en nylon
- (10) couvercle souple
- (11) capteur de déplacement
- (12) vérin hydraulique

Tableau 4

Distance à la galerie (m)	Angle du plan de fracture avec la verticale (°)	Pendage du forage (°)
10,2	53	1,5
18,5	76,5	2
27,5	89,7	2

Caractéristiques de fractures obtenues dans 3 essais de fracturation hydraulique (voir aussi fig. 6).

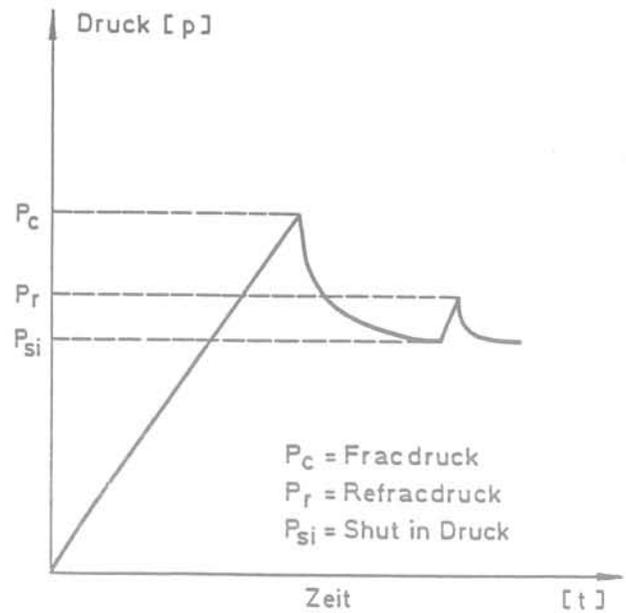


Fig. 4 Courbe schématique indiquant les grandeurs accessibles lors d'un essai de fracturation hydraulique

3.2 Formations argileuses

Une géologie favorable permet d'étudier deux configurations particulièrement inhabituelles dans ce type de roche.

Dans l'un de ces sites naturels (Orciatice, Toscane), des intrusions volcaniques récentes (fin du Tertiaire) ont progressé à travers un bassin d'argile tertiaire (Pliocène) provoquant en leur voisinage un métamorphisme de contact dans l'argile. Les variations de propriétés physique et mécanique de cette argile sous l'effet du chauffage et du refroidissement sont en cours d'étude.

Dans le deuxième, une carrière d'argile à ciel ouvert permet d'observer une faille traversant la couche d'argile (fig. 7), ayant affecté en premier le soubassement plus rigide. Il semblerait donc que ce genre de déplacement tectonique puisse affecter aussi certaines formations argileuses. L'élucidation du mécanisme de cette faille met en jeu des essais sur maquettes (fig. 8) et des calculs de mécanique des roches (fig. 9 et 10); les travaux devraient permettre de mieux quantifier les effets d'une faille intersectant un dépôt de déchets dans l'argile, longtemps après fermeture de ce dernier.

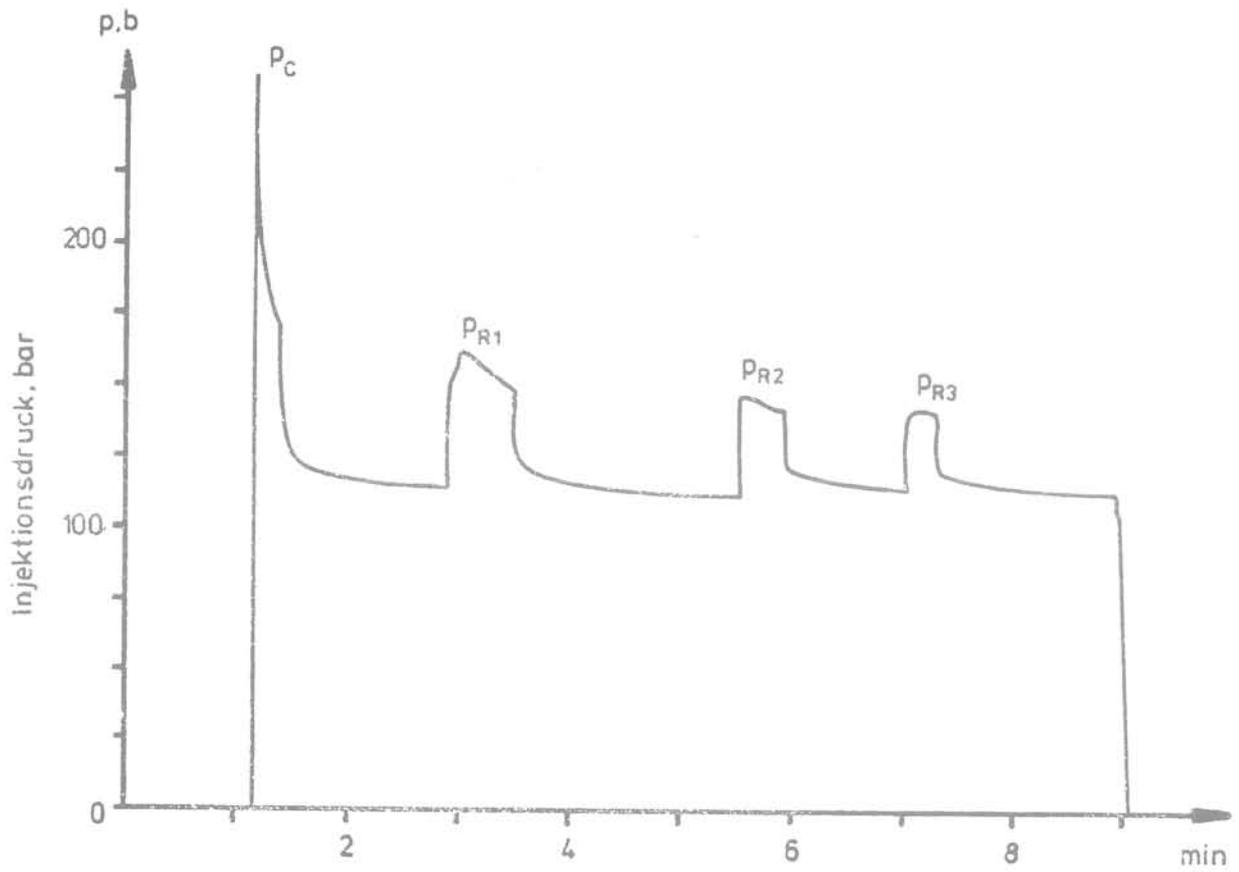


Fig. 5 Exemple de courbe de mesure obtenue lors d'un essai de fracturation hydraulique dans le sel

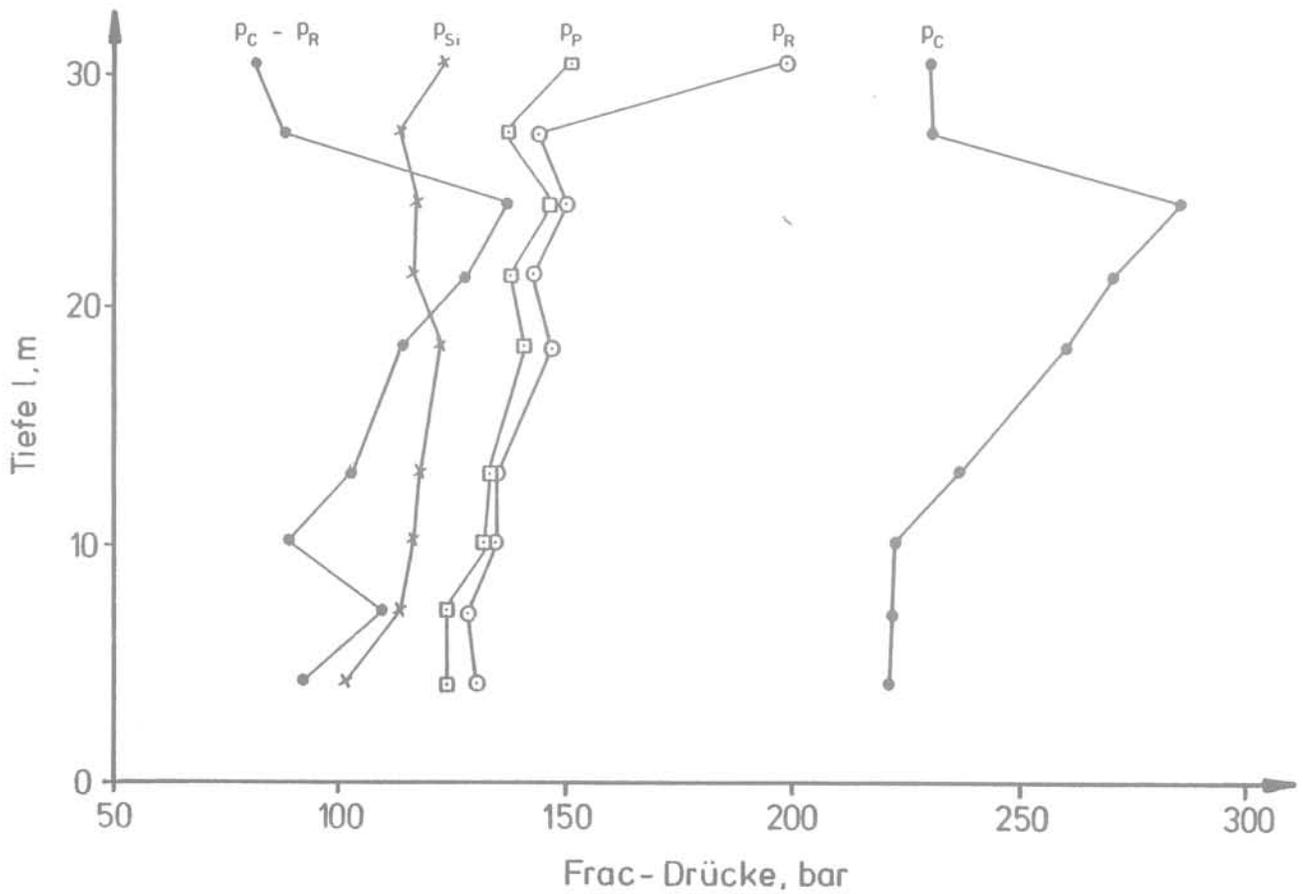


Fig. 6 Exemples de pressions de fracturation en fonction de la distance à la galerie de mine

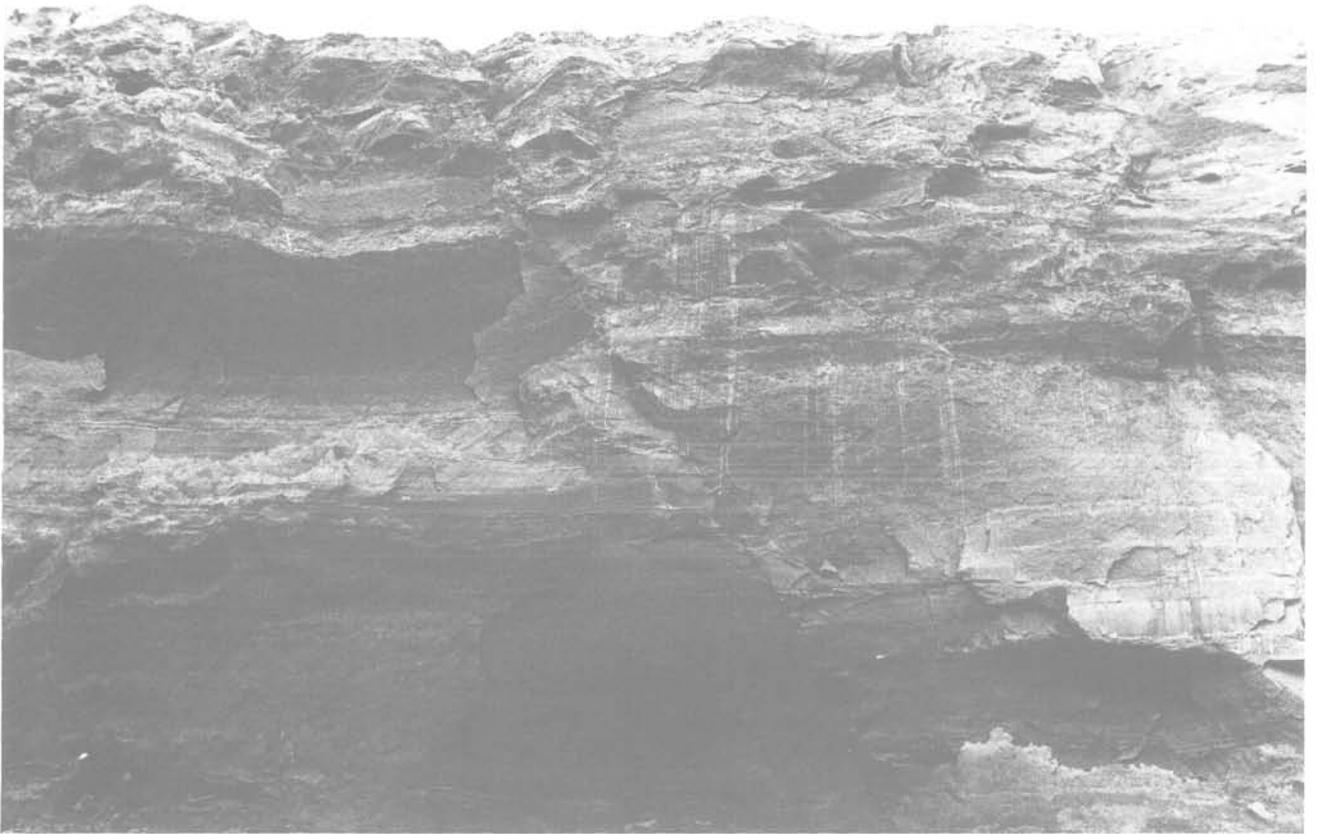


Fig. 7 Vue d'une faille au flanc d'une carrière d'argile

VERTICAL DISPLACEMENTS FAULT

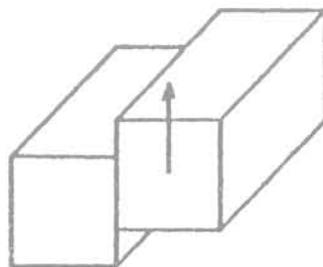


Fig. 8 Schématisation d'un mode d'action d'une faille : déplacement vertical

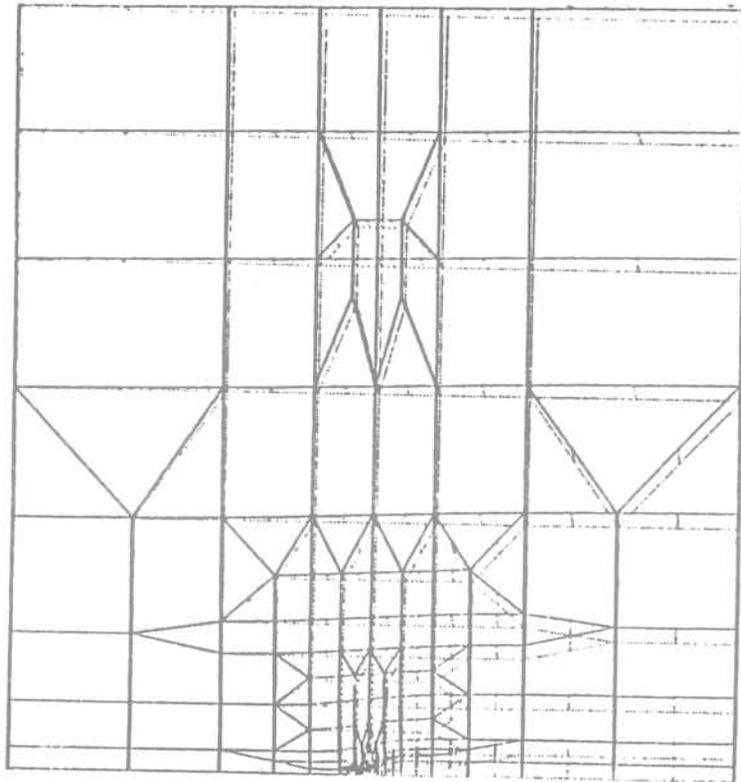


Fig. 9 Exemple de maillage d'éléments finis utilisés pour la modélisation d'une faille :
 - en traits pointillés : position initiale du massif
 - en traits continus : position du massif après déformation

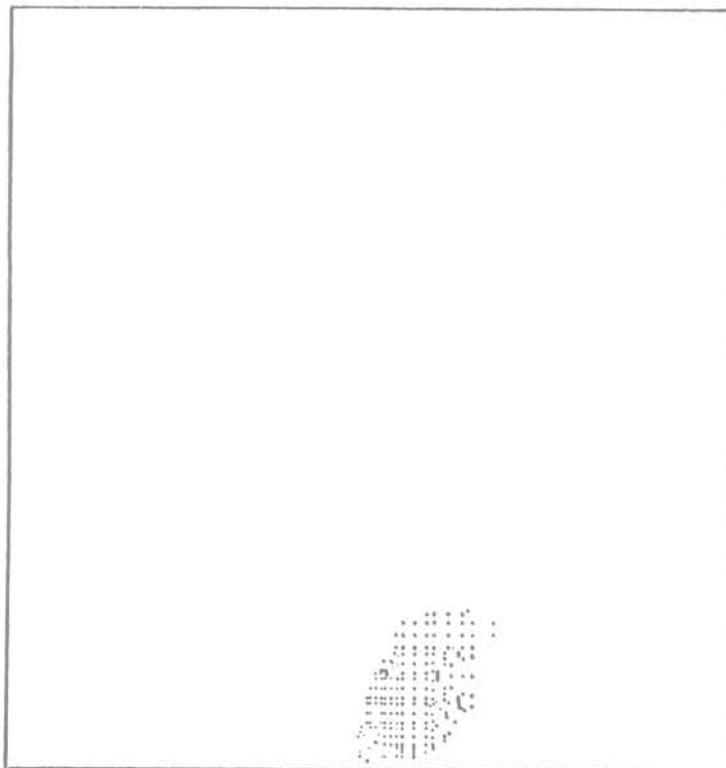


Fig. 10 Résultat du calcul de la fig. 9 sur la propagation d'une faille : extension de la zone de rupture suite au déplacement du socle

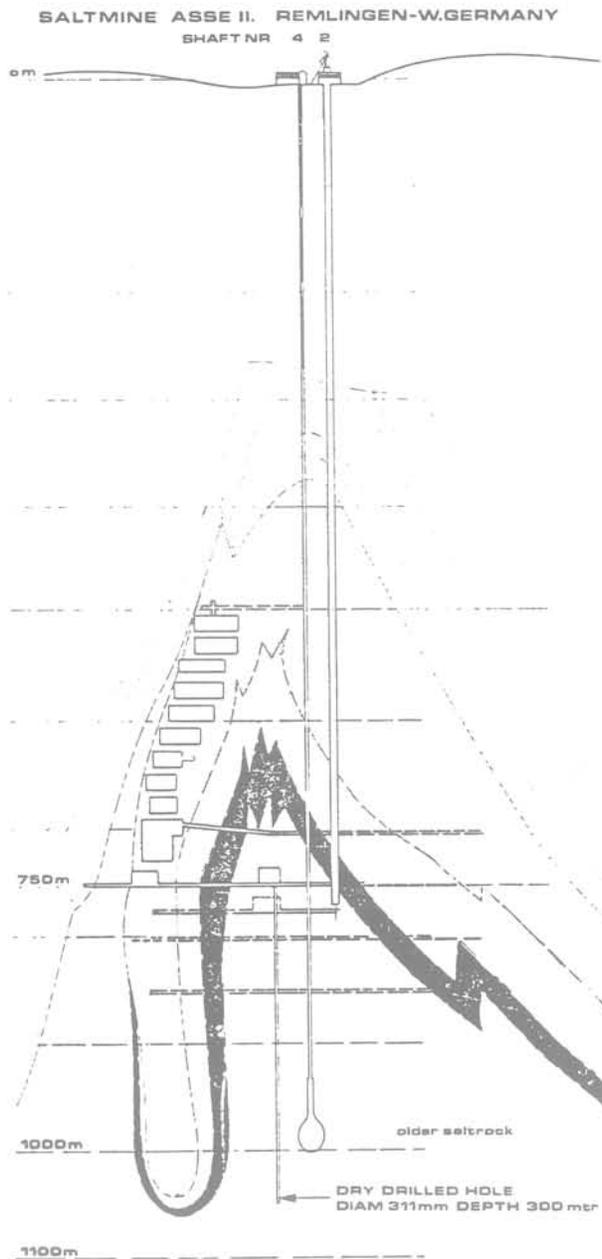


Fig. 11 Coupe schématique de la mine de Asse (République Fédérale d'Allemagne) montrant l'emplacement du forage de 300 m

4 Construction de dépôts profonds définitifs : génie civil, minier, etc.

De nombreuses études de conception pour de tels dépôts ont déjà été réalisées, et d'autres sont encore prévues. Actuellement, l'accord semble se faire sur deux types principaux de dépôts :

- le système «forages profonds» à partir de la surface du sol. Leur diamètre peut atteindre 50 cm pour une profondeur excédant le millier de mètres;
- le système des galeries souterraines horizontales minées, avec puits d'accès forcés à partir de la surface.

On peut envisager évidemment des combinaisons de ces deux systèmes. C'est ainsi que, dans le cadre d'un contrat communautaire, il a été procédé à la réalisation à sec, dans le sel, d'un forage vertical de 300 m à partir d'une galerie de mine située également dans le sel, à 750 m de profondeur environ dans la

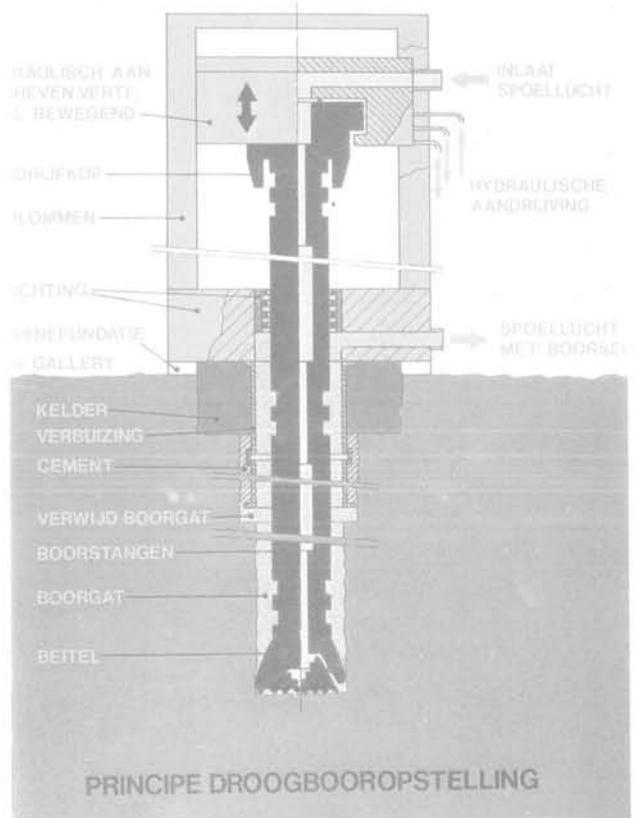


Fig. 12 Schéma de principe de la machine de forage à sec dans le sel

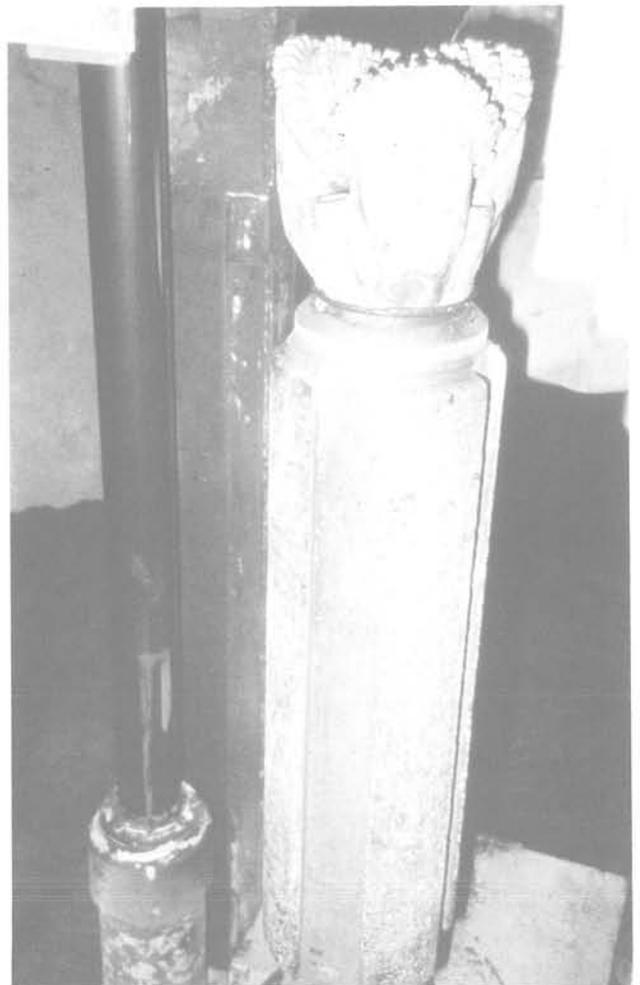


Fig. 13 Vue de l'outil de forage à sec dans le sel

mine de Asse (République Fédérale d'Allemagne) (fig. 11). Le diamètre du forage était de 30 cm environ et la vitesse moyenne de pénétration, environ 1 m/h. Les figures 12 et 13 illustrent la technique du forage, et l'appareillage utilisé.

Il est ainsi prouvé que les solutions techniques existent dès maintenant, pour remplir les exigences dérivant de la conception des dépôts de déchets radioactifs de haute activité.

Conclusion

Grâce aux acquis nouveaux dans le domaine de la mécanique des roches, dont cet exposé, volontairement bref, n'a donné qu'un aperçu limité, la connaissance des propriétés et du comportement des forma-

tions rocheuses a grandement progressé. L'introduction des méthodes de « géodynamique prospective » permettra de plus — mais pas dans l'immédiat — de prédire, avec le maximum de confiance, l'évolution même à très long terme des sites de dépôt. L'évaluation de la sûreté des systèmes d'évacuation de déchets radioactifs en formations géologiques se fera donc sur des bases expérimentales de plus en plus fermes.

Référence bibliographique

« Radioactive Waste Management and Disposal — Proceedings of the First European Community Conference », Luxembourg, May 20-23, 1980. Harwood Academic Publishers, 1981.

Traduction des légendes des figures

Fig. 2

Displacement	Déplacement
Time	Temps
Solution added	Solution saline ajoutée
Dry	Sec
Wet	Humide
Oil	Pétrole

Fig. 4

Druck	Pression
Fracdruck	Pression de fracturation
Refracdruck	Pression de re-fracturation
Shut in druck	Pression de fermeture
Zeit	Temps

Fig. 5

Injektionsdruck	Pression d'injection
-----------------	----------------------

Fig. 6

Tiefe	Distance à la galerie
Frac-Drücke	Pression à la fracturation

Fig. 8

Vertical displacement fault	Faïlle à déplacement vertical
-----------------------------	-------------------------------

Fig. 11

Salt Mine Asse II —
Remlingen —
W. Germany
Shaft Nr 4.2
Older salt rock
Dry-drilled hole,
diam. 311 mm,
depth 300 mtr

Mine de sel de Asse II —
Remlingen —
Allemagne Fédérale
Puits n°4.2
Sel « ancien »
Forage à sec,
Ø 311 mm,
profondeur 300 m

Fig. 12

Hydraulisch aangedreven,
verticaal bewegend juk
Aandrijfkop
4 kolommen
Afdichting
Machine fundatie
750 m gallery
Kelder
Verbuizing
Cement
Verwijd boorgat
Boorgat
Beitel
Inlaat spoellucht
Hydraulische aandrijving
Spoellucht met boorsel
Principe
droogbooropstelling

Accouplement hydraulique
à déplacement vertical
Embrayage
4 colonnes
Étanchéité
Appui de la machine
Galerie à 750 m
Cave
Tubage
Ciment
Forage élargi
Forage
Outil
Entrée d'air
Entraînement hydraulique
Sortie d'air et de sel broyé
Principe
de l'installation
de forage à sec

réponse sismique d'une couche de vase molle

par

A. Pecker

J.-P. Walter

Géodynamique et structure

J. Sigismund

E. D. F.-Septen

Dans le cadre d'une étude générale de faisabilité relative aux fondations sur pieux d'ouvrages nucléaires, il est apparu important d'étudier les caractéristiques de la réponse au séisme, en l'absence d'ouvrages, du site envisagé. Les stratigraphies envisagées sont constituées d'une couche de sol de faibles caractéristiques mécaniques (vase) surmontant une couche résistante sur laquelle viendraient s'appuyer les pieux.

En l'absence d'un nombre suffisant d'enregistrements réels de séismes en surface de telles couches de sol, il a été décidé d'effectuer l'étude sous un aspect numérique. Les résultats de calcul obtenus ont ensuite été comparés aux quelques enregistrements réels disponibles.

A l'occasion de cette étude deux modèles de comportement de sol ont été étudiés : le modèle viscoélastique linéaire équivalent qui a fait l'objet d'utilisations intensives dans le domaine du génie parasismique et un modèle de sol non linéaire (modèle de Ramberg-Osgood).

1 Position du problème

Un séisme donne naissance au foyer, situé à quelques kilomètres sous la surface de la terre, à un train d'ondes. Ces ondes vont se propager jusqu'au voisinage de la surface terrestre. Le problème à résoudre (fig. 1) est celui de la détermination dans les couches de sol proches de la surface du champ des déplacements u , des vitesses \dot{u} , des accélérations \ddot{u} et des contraintes développées lors du passage des ondes sismiques. La solution de ce problème comporte les étapes suivantes :

- mise en équation du problème,
- choix de la loi de comportement du sol,
- détermination des conditions aux limites,
- mise en œuvre d'un schéma d'intégration numérique.

1.1 Mise en équation du problème

Les ondes émises au foyer se propagent vers la surface en traversant des terrains de moins en moins résistants. Elles subissent de ce fait des réfractions successives qui modifient leur direction de propagation initiale en la rendant subverticale. Dans le cas extrême de la figure 1 où une couche de faibles caractéristiques surmonte directement une couche très résistante, la direction de propagation des ondes devient quasiment verticale dans la couche supérieure. La réfraction des ondes à l'interface sol-rocher donne naissance à des ondes de cisaillement polarisées SH et SV et à des ondes de compression. Il est alors justifié d'admettre que le mouvement horizontal résulte de la seule propagation verticale des ondes de cisaillement SH. Dans ces conditions, et pour une stratigraphie horizontale, le seul mouvement induit par le passage de l'onde SH est un mouvement horizontal d'amplitude $u(t)$. Désignant par :

- ρ la masse volumique du sol;
- $\tau(t)$ la contrainte de cisaillement développée sur un plan horizontal.

L'équation différentielle régissant le mouvement de la couche de sol s'écrit :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (1)$$

1.2 Loi de comportement du sol

Un échantillon de sol soumis au laboratoire à des cycles de chargement cyclique présente une courbe effort-déformation analogue à celle de la figure 2. On distingue une courbe de premier chargement (trait tireté) et l'apparition, lors de décharges et recharges successives, d'une boucle d'hystérésis. Plus la déformation maximale atteinte au cours du cycle augmente plus le module de cisaillement sécant (pente de la



Fig. 1 Définition du problème

droite joignant l'origine à l'extrémité de la boucle) diminue. Cela signifie que sous chargement cyclique, tout comme sous chargement statique, le sol a un comportement non linéaire. L'aire de la boucle d'hystérésis, qui caractérise l'énergie dissipée par le matériau au cours du chargement, augmente lorsque la déformation maximale atteinte au cours du cycle augmente. Enfin, on constate expérimentalement que la forme de la boucle d'hystérésis ne dépend pas de la fréquence de la sollicitation appliquée, ce qui signifie que l'amortissement du sol est de nature purement hystérétique et non d'origine visqueuse.

Pour rendre compte de ce type de comportement, nous avons choisi deux modèles, l'un linéaire, l'autre non linéaire, dont les caractéristiques principales sont rappelées ci-dessous.

1.2.1 Modèle viscoélastique linéaire équivalent

Dans le modèle viscoélastique linéaire le matériau est représenté d'un point de vue rhéologique par un ressort de raideur G et par un amortisseur de coefficient η . En plaçant ces deux éléments en parallèle on obtient le modèle de Kelvin-Voigt dont la loi de comportement s'écrit :

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (2)$$

où γ et $\dot{\gamma}$ représentent la déformation et la vitesse de déformation. Dans ce type de modélisation, le coefficient η est en général pris constant, ce qui donne naissance à un amortissement d'origine visqueuse, en contradiction avec les données expérimentales. Pour tenir compte du comportement hystérétique du sol, il est possible d'introduire, selon une procédure décrite par Jacobsen (1930), un amortissement visqueux dit « équivalent » permettant de ramener l'étude d'un matériau hystérétique à celui d'un matériau viscoélastique. Dans cette procédure, l'équivalence se fait sur l'égalité des énergies dissipées dans le matériau réel et, à résonance, dans le modèle viscoélastique. On définit ainsi un pourcentage d'amortissement critique équivalent β :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G_e \gamma^2} \quad (3)$$

où ΔW (aire de la boucle) représente l'énergie totale dissipée pendant un cycle et W l'énergie élastique emmagasinée au cours du même cycle. L'introduction d'un module de cisaillement complexe G^* permet d'écrire la loi de comportement sous sollicitation harmonique sous la forme :

$$\tau = G^* \gamma = G^* \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4)$$

Le module G^* est fonction des caractéristiques G et β du matériau. Le modèle de ce type le plus couramment utilisé est celui développé par Lysmer (1975) :

$$G^* = G_e [1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}] \quad (5)$$

Ce type de modèle permet de rendre compte des caractéristiques dissipatives du sol. La non-linéarité n'est prise en compte que de façon approchée à l'aide d'un processus itératif (paragraphe 1.4.1). Le principal avantage de ce type de modèle est sa simplicité : la loi de comportement s'écrit formellement de façon équivalente à celle de l'élasticité linéaire. Il permet de calculer de façon satisfaisante les accélérations et contraintes maximales induites, tout au moins pour des profils de sol présentant des caractéristiques usuelles (Martin, 1975). Un des buts de l'étude était de tester sa validité pour des profils de sols mous.

1.2.2 Modèle non linéaire

Une des limitations principales du modèle viscoélastique linéaire équivalent est son incapacité à calculer les déformations permanentes résultant d'une sollicitation cyclique. Parmi le grand nombre de modèles non linéaires développés par divers auteurs, nous avons retenu le modèle de Ramberg-Osgood dont la validité a été vérifiée expérimentalement pour des matériaux tels que vases et argiles (Pecker-Dupas, 1981). Ce modèle découle des deux lois de Masing (1926) qui postulent que :

- les déformations irréversibles du sol sont d'origine purement plastiques;
- les courbes de recharge et décharge successives se déduisent de la courbe de premier chargement par une affinité d'un facteur 2 sur les échelles horizontale (déformation) et verticale (contrainte).

D'un point de vue rhéologique, Iwan (1967) a montré qu'un matériau satisfaisant aux lois de Masing peut être représenté par un ensemble de ressorts et de frotteurs (fig. 3).

Les lois de comportement traduisant de façon mathématique ces deux postulats diffèrent par l'expression donnée à la courbe de premier chargement. La formulation de Ramberg-Osgood exprime la déformation en fonction de la contrainte sous la forme :

$$\gamma = f(\tau) = \gamma_c + \frac{1}{G_{\max}} (\tau - \tau_c) \left[1 + H \left(\frac{|\tau - \tau_c|}{n} \right) \right] \quad (6)$$

$$H(x) = \alpha \left(\frac{x}{\tau_y} \right)^{R-1} \quad (7)$$

avec :

- γ_c, τ_c : valeur de la contrainte et de la déformation lors de la précédente inversion de la direction du chargement.
- n : paramètre de valeur 1 sur la courbe de premier chargement et 2 sur les courbes de recharge et décharge successives.
- G_{\max} : module de cisaillement maximal du sol (pente de la tangente à la courbe de 1^{er} chargement au voisinage de l'origine).
- α, R : constantes caractéristiques du matériau.
- τ_y : contrainte de cisaillement de référence.

La loi de comportement implique la connaissance de quatre paramètres : $G_{\max}, \alpha, R, \tau_y$. Seul G_{\max} peut être déterminé à partir d'essais en place. La connaissance des autres paramètres nécessite la réalisation d'essais

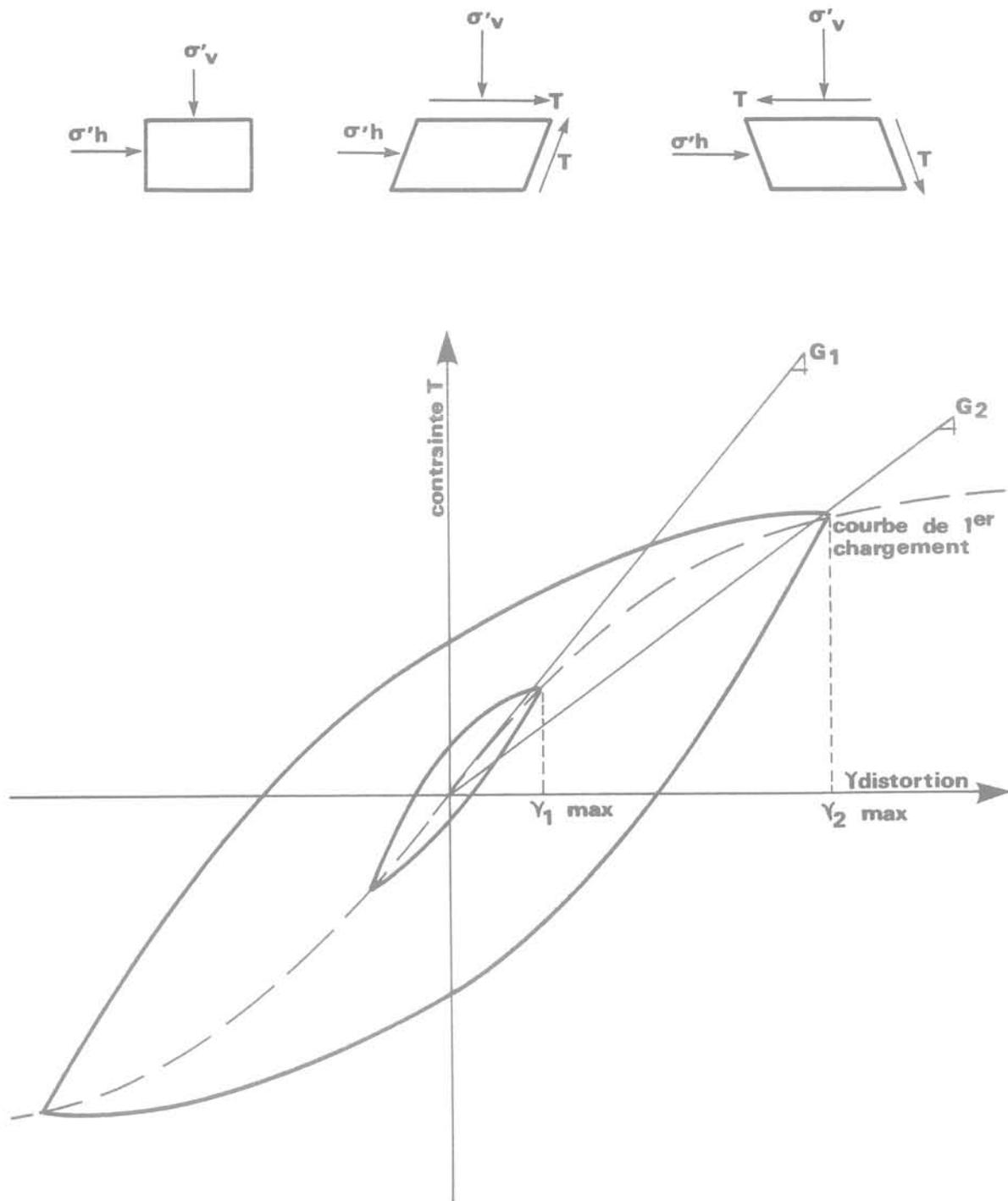


Fig. 2 Courbe effort-déformation cyclique

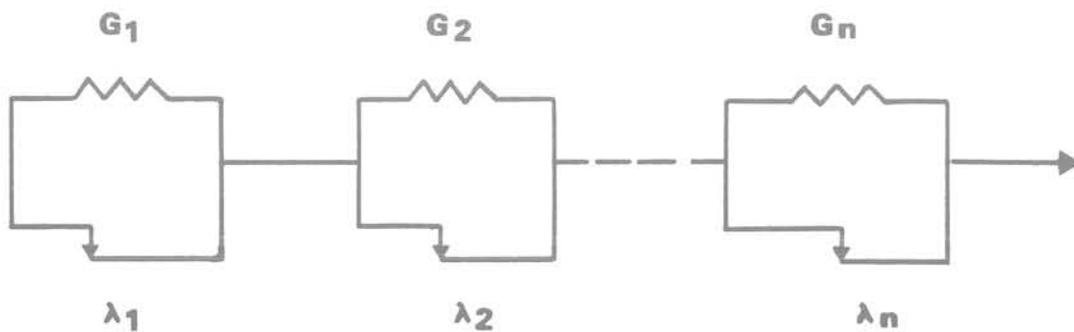


Fig. 3 Modèle plastique.
Modèle de Masing (Iwan, 1967)

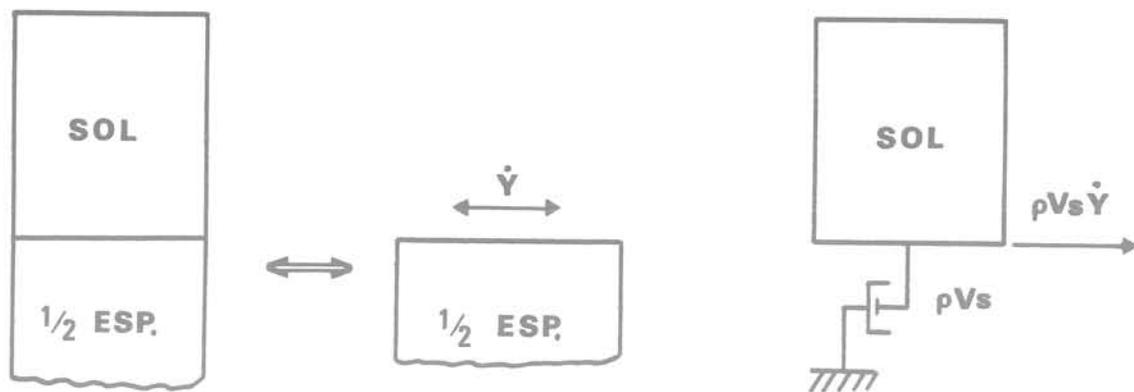


Fig. 4 Condition limite à la base du profil de sol

de laboratoire sous des conditions de contraintes ou déformations contrôlées et pour des sollicitations d'amplitude très faibles à grandes.

Il est à noter que les paramètres G_s et β du modèle viscoélastique linéaire équivalent peuvent être calculés à partir du modèle de Ramberg-Osgood :

$$G_s = \frac{G_{max}}{1 + H(\tau)} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{R-1}{R+1} \left[1 - \frac{G_s}{G_{max}} \right] \quad (9)$$

Dans notre étude pour permettre la comparaison entre le modèle linéaire et le modèle non linéaire, nous avons déterminé les paramètres de ce dernier puis calculé ceux du modèle viscoélastique linéaire à l'aide des équations précédentes.

La loi de comportement définie par la relation (4) ou la relation (6) et l'équation de propagation (1) constituent le système d'équations différentielles du mouvement de la couche de sol.

1.3 Conditions aux limites

Une condition aux limites évidente du problème est fournie par la condition de surface libre au sommet de la couche de sol :

$$\tau(t) \Big|_{z=0} = 0. \quad (10)$$

A la base de la couche de sol ($Z=H$) le mouvement $u(t, H)$ est supposé connu. En pratique ce mouvement est défini par un accélérogramme jugé représentatif du mouvement d'un rocher lors d'un séisme. Le choix de l'accélérogramme n'est donc pas indifférent. D'autre part, la nature exacte du mouvement du rocher en profondeur n'est pas connue dans la mesure où les mouvements enregistrés lors de séismes réels sont obtenus en surface du sol, c'est-à-dire à une surface libre qui modifie ce mouvement. Pour pallier à ces difficultés nous avons procédé de la façon suivante :

— le mouvement du rocher est supposé connu non à la base de la colonne de sol mais à un affleurement. En faisant l'hypothèse que le rocher a un comportement élastique linéaire, l'onde incidente du mouvement est la même à la base de la colonne de sol et à l'affleurement. Les mouvements en ces deux points sont cependant différents car ils résultent de la composition de l'onde incidente et d'une onde réfléchie. Cette dernière est identique à l'onde

incidente pour l'affleurement (condition de surface libre) mais est modifiée par la propagation à travers la couche de sol suivie de la réflexion à la surface du profil pour le point situé à la base de la colonne de sol. En écrivant cette égalité des amplitudes des ondes incidentes aux deux points considérés, Joyner et Chen (1975) ont montré que, dans l'hypothèse d'ondes de cisaillement à propagation verticale, la condition aux limites exacte à la base de la colonne de sol est donnée par :

$$\tau(t) \Big|_{z=H} = \rho_R V_R \dot{y}(t) - \rho_R V_R \dot{u}(t, Z=H) \quad (11)$$

où :

ρ_R, V_R : masse volumique et vitesse de propagation des ondes de cisaillement du rocher.

$\dot{y}(t)$: vitesse connue du mouvement de référence à l'affleurement rocheux.

$\dot{u}(t, H)$: vitesse inconnue à la base de la colonne de sol.

La contrainte donnée par l'équation (11) est la somme d'une contrainte extérieure, connue, appliquée à la base de la colonne de sol, $\rho_R \cdot V_R \cdot \dot{y}(t)$, et d'une contrainte proportionnelle à la vitesse à la base de cette colonne. Cette dernière est la contrainte que développe un amortisseur de caractéristiques $\rho_R V_R$. On obtient donc une analogie parfaite entre la colonne de sol reposant sur un demi-espace élastique et la même colonne montée sur un amortisseur et soumise à sa base à une contrainte $\rho_R V_R \dot{y}(t)$ [fig. 4].

Pour choisir un mouvement réaliste $y(t)$ à l'affleurement rocheux nous avons examiné les spectres de réponse proposés par divers auteurs pour des enregistrements sur site rocheux. Ces spectres de réponse à 5 % d'amortissement critique, donnés par Mohraz (1976), Seed-Ugas-Lysmer (1976) et Hayashi et al. (1971), sont rassemblés sur la figure 5 et comparés aux spectres E.D.F. 1973 et U.S.N.R.C. (R.G. 1.60). On constate un très bon accord entre les spectres proposés par les trois groupes d'auteurs. Par ailleurs, le spectre E.D.F. représente une très bonne approximation de ces spectres moyens. L'étude a donc été conduite avec un accélérogramme synthétique dont le spectre de réponse est conforme au spectre E.D.F. Cependant, pour mettre en évidence l'influence du choix du mouvement de référence, certains calculs ont également été effectués avec un accélérogramme dont le spectre de réponse est conforme à celui de la N.R.C.

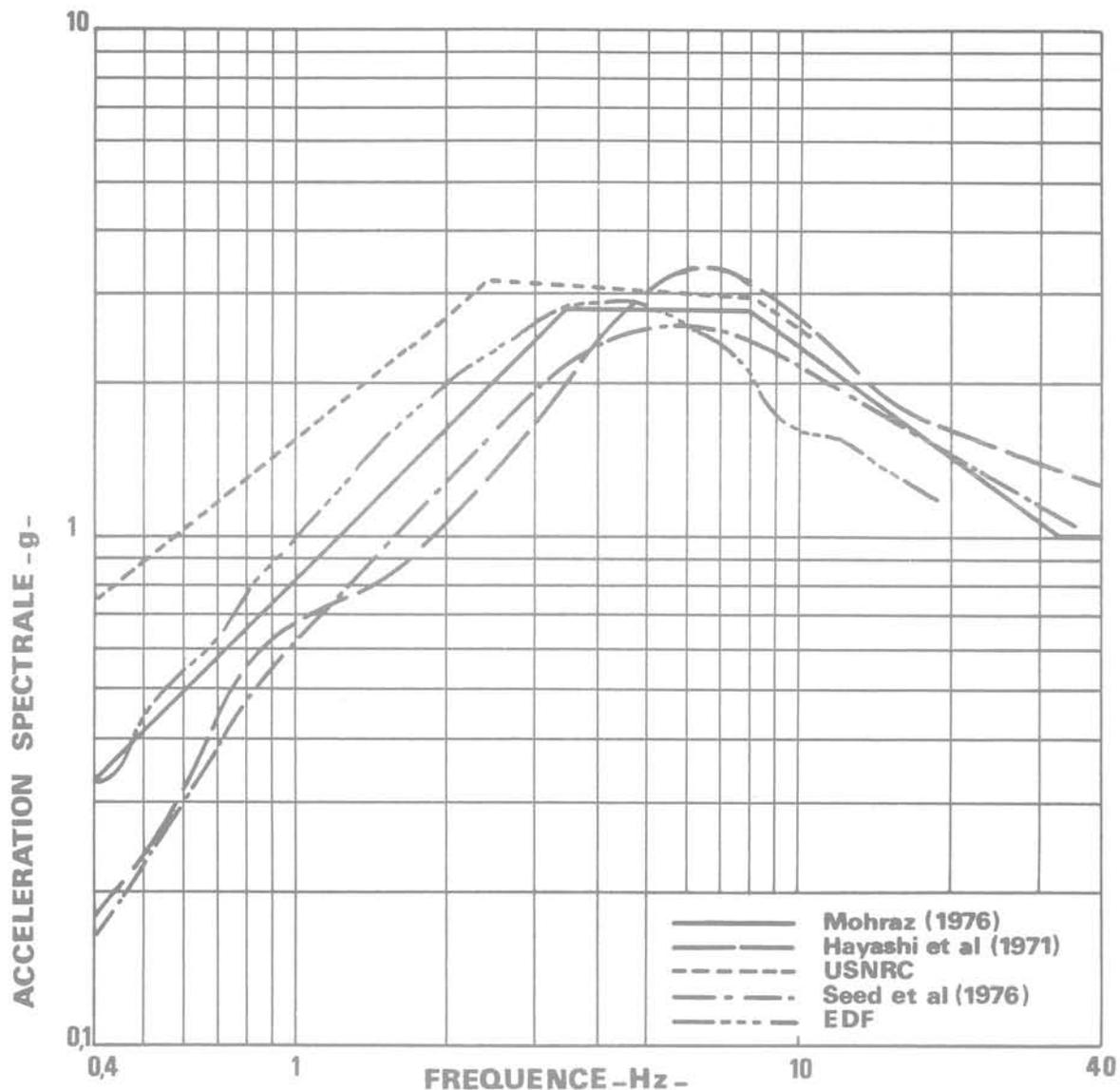


Fig. 5 Spectres de réponse sur rocher.
Pourcentage d'amortissement critique 5 %

1.4 Algorithme d'intégration des équations du mouvement

L'intégration numérique des équations différentielles du mouvement peut être effectuée soit dans le domaine fréquentiel, soit dans le domaine temps (intégration pas à pas). Ce dernier type d'intégration est obligatoire lorsque la loi de comportement du sol est non linéaire; par contre, le premier avec le développement de la transformation de Fourier rapide (F.F.T.) est particulièrement bien adapté à la loi de comportement viscoélastique linéaire équivalent.

1.4.1 Intégration dans le domaine fréquentiel

Le chargement (mouvement de référence) est exprimé sous la forme de la somme d'une série d'harmoniques. La réponse est évaluée pour chaque harmonique et les résultats individuels superposés pour obtenir la réponse globale. Ce type de solution ne peut évidemment être appliqué qu'aux matériaux dont les propriétés sont invariables avec la déformation. Par ailleurs, le chargement pourra être exprimé sous la forme d'une série de Fourier s'il est périodique. Cela ne constitue pas une limitation car pour les problèmes sismiques il suffit d'ajouter à la

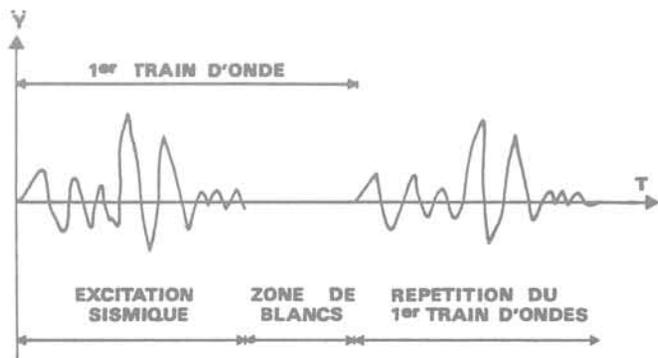


Fig. 6 Intégration dans le domaine fréquence

perturbation (accélérogramme) une zone de « blancs » suffisante pour que, compte tenu de l'amortissement interne du matériau, la réponse au 1^{er} train d'excitation soit amortie avant l'arrivée du second train identique au premier (fig. 6).

Le mouvement de référence s'écrivant :

$$y(t) = R_e \sum_{j=0}^{N/2} y_j e^{i\omega_j t} \quad (12)$$

$$\omega_j = \frac{2\pi j}{T} \quad (13)$$

où :

$i^2 = -1$.

R_e : partie réelle.

T : durée totale d'un train d'onde (« blancs » compris).

N : nombre de points de la transformée de Fourier nécessairement de la forme 2^n .

y_j : amplitude de l'harmonique j .

La solution est obtenue sous la forme

$$u(t, Z) = R_e \sum_{j=0}^{N/2} u_j(Z) e^{i\omega_j t} \quad (14)$$

Les inconnues sont les amplitudes u_j correspondant aux harmoniques ω_j . Portant l'équation (14) dans l'équation du mouvement (1) et en tenant compte de la loi de comportement du sol [éq. (4) et (5)] on obtient la solution :

$$u_j = E_j e^{i k_j Z} + F_j e^{-i k_j Z} \quad (15)$$

avec $k_j = \omega_j \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} =$ nombre d'onde.

Le premier terme de l'équation (15) correspond à une onde incidente et le second à l'onde réfléchie. Les constantes d'intégration E_j et F_j , sont obtenues par les conditions aux limites (10) et (11). Dans le cas d'un profil de sol stratifié composé de n couches ayant des propriétés distinctes, il est aisé d'obtenir en écrivant la continuité du déplacement et de la contrainte de cisaillement à l'interface des relations entre les constantes E_j et F_j de la couche m et celles de la couche $(m+1)$.

Cette méthode de calcul est très efficace du point de vue numérique. Elle a été mise en œuvre par Schnabel et al. (1972) dans le programme de calcul Shake. Utilisée en conjonction avec un processus itératif permettant d'ajuster les caractéristiques G_s et β (éq. 5) du sol avec le niveau de déformation « moyen », pris usuellement égal aux 2/3 de la déformation maximale, elle permet de rendre compte de façon approchée du caractère non linéaire hystérétique du sol; la solution non linéaire est, dans cette approche, approximée par une succession de solutions linéaires.

1.4.2 Intégration dans le domaine temps

Le schéma d'intégration utilisé a été obtenu par Streeter et al. (1973). Il est basé sur la résolution de l'équation de propagation par la méthode des caractéristiques. L'équation (1) et la loi de comportement

$$\tau = f(\gamma) = f\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) \quad (16)$$

peuvent être transformées en prenant comme variables la contrainte de cisaillement τ et la vitesse particulière $V = \dot{u}$. Le système d'équations différentielles obtenu :

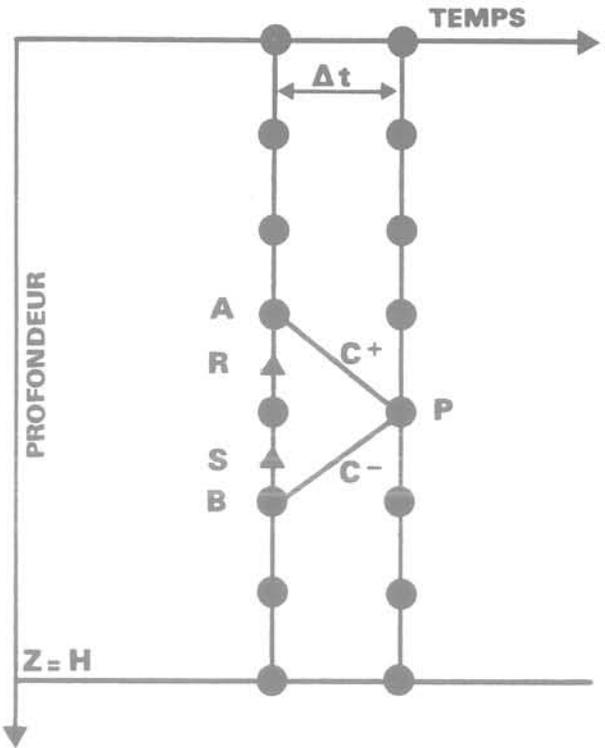


Fig. 7 Intégration le long des lignes caractéristiques

$$\frac{\partial \tau}{\partial Z} - \rho \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (17)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - G \frac{\partial V}{\partial Z} = 0 \quad (18)$$

est un système hyperbolique différentiel du premier ordre dans lequel G est le module de cisaillement tangent :

$$G = \frac{\partial f}{\partial \gamma} \quad (19)$$

Ce système est à résoudre sous les conditions aux limites (10) et (11). D'un point donné dans le plan (Z, t) sont issues deux lignes caractéristiques C^+ et C^- de pente $\pm V_s = \pm \sqrt{G/\rho}$ le long desquelles sont vérifiées les relations linéaires suivantes :

$$C^+ \quad \frac{dZ}{dt} = V_s \quad (20)$$

$$\tau - \rho V_s V = \text{constante}$$

$$C^- \quad \frac{dZ}{dt} = -V_s \quad (21)$$

$$\tau + \rho V_s V = \text{constante}$$

Le calcul procède alors de la façon suivante (fig. 7) dans le plan (Z, t) : à l'instant t en tous les points du maillage (A, B, ...) les valeurs de τ et V sont connues. Du point B est issue la caractéristique C^- qui au temps $t+dt$ intersecte au point P la caractéristique C^+ issue de A. Le système d'équations linéaires (20) et (21) permet alors de déterminer τ_P et V_P . On procède ainsi sur toute la verticale avant de passer au pas de temps suivant. Cette méthode est particulièrement bien adaptée au cas des matériaux linéaires pour lesquels la pente des droites caractéristiques (V_s) est constante. Le maillage vertical étant fixé, le pas de temps en découle. Pour un matériau non linéaire V_s , et donc la pente des caractéristiques, décroît avec une augmentation de la déformation. Les caractéristiques aboutissant en P ne sont plus issues de A et B mais de points intermédiaires R et S pour lesquels il faut déterminer les valeurs de τ et V par interpolation entre celles calculées en A et B.

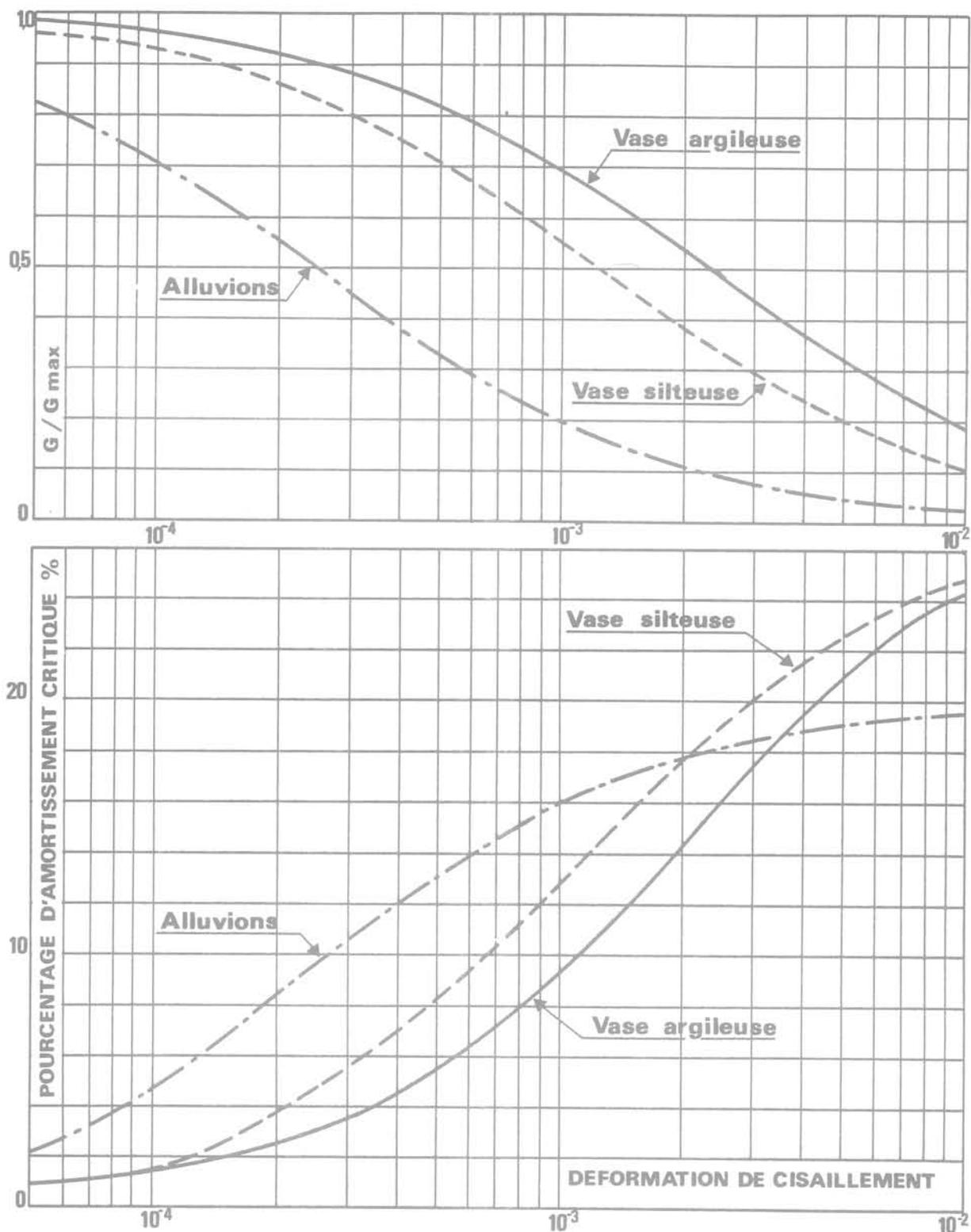


Fig. 8 Variation des caractéristiques dynamiques avec la déformation

2 Caractéristiques du profil de sol étudié

Le profil de sol étudié présente des caractéristiques voisines d'un site en bordure de la Loire à proximité de Paimbœuf. Cependant les caractéristiques mécaniques retenues pour l'étude peuvent être légèrement meilleures que les caractéristiques réelles des sols du site. En effet, les valeurs prises en compte constituent des valeurs minimales acceptables pour permettre l'accès et la construction sur ce site et, en tout état de cause, il sera nécessaire préalablement à tous travaux d'améliorer les sols en place pour obtenir ces valeurs.

Depuis la cote 0 NGF, le site tel qu'il a été étudié est constitué sur 13 m de vase argileuse, puis sur 5 m de vase silteuse varvée surmontant 2 m d'alluvions anciennes constituées de sables et graviers. Le rocher sous-jacent est constitué de gneiss, plus ou moins altéré au contact. Les caractéristiques principales des différents terrains sont rassemblées dans le tableau I. Pour les besoins de l'étude, les caractéristiques essentielles sont le poids volumique apparent humide et le module de cisaillement dynamique (ou la vitesse de propagation des ondes de cisaillement). Pour les vases, les valeurs du module ont été déduites d'essais triaxiaux cycliques réalisés en laboratoire sur les

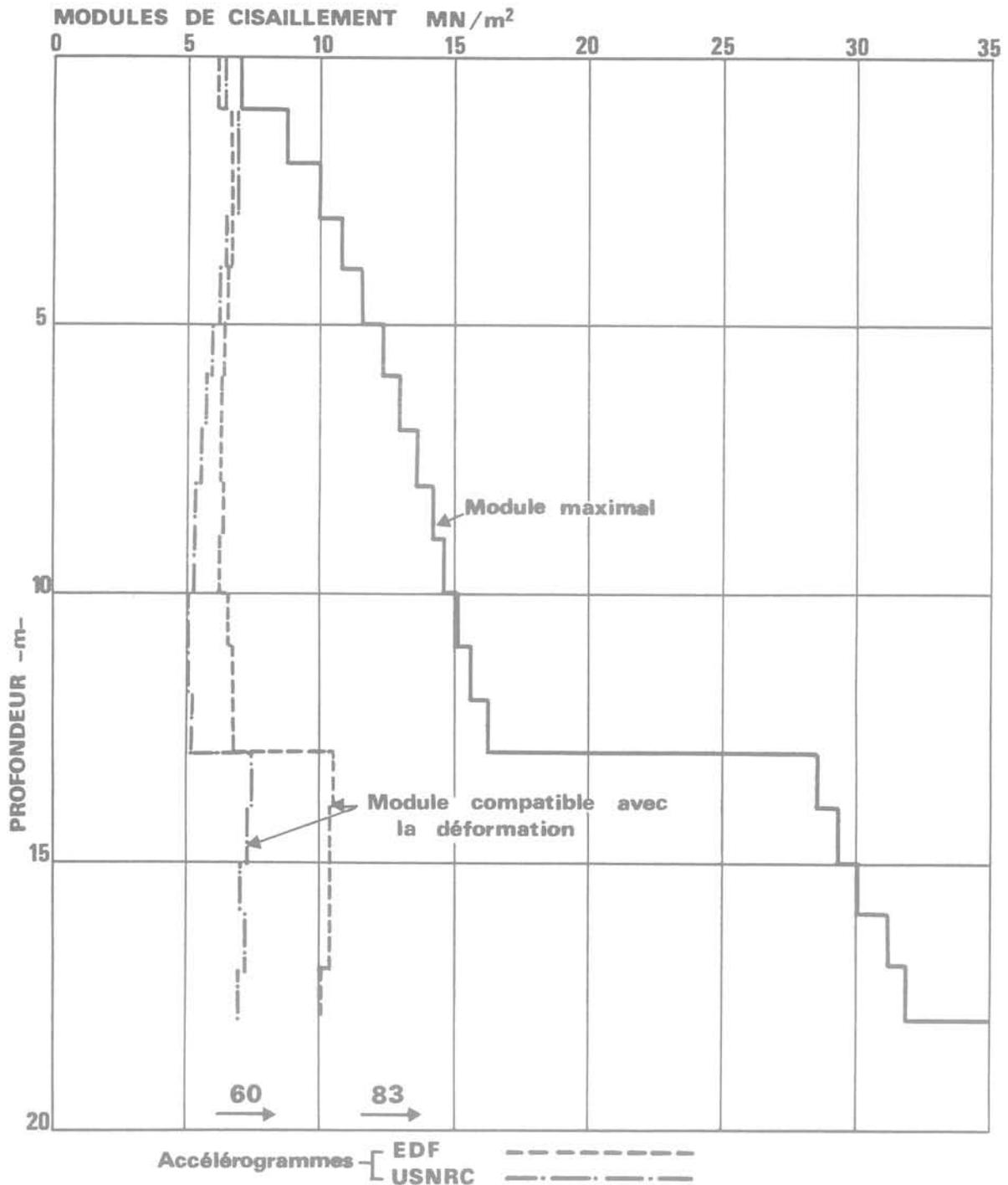


Fig. 9 Variation du module avec la profondeur. Accélération à l'affleurement 0,3 g

vases de Montoir de Bretagne situé en face du site sur l'autre rive de la Loire. Pour les alluvions et le rocher, ces valeurs ont été déduites de la littérature. Dans la pratique, compte tenu du contraste très important entre les vitesses de propagation d'ondes dans le rocher (~1500 m/s) et dans les vases (100 à 150 m/s) la valeur exacte de la vitesse dans le rocher n'a aucune influence sur les résultats; ce paramètre n'a donc pas été étudié en détails.

Dans les vases le module de cisaillement maximal est de la forme :

$$G_{\max} = K P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^\alpha (\text{OCR})^k \quad (22)$$

avec :

- K, α , k : paramètres caractéristiques du sol (tableau I)
- σ'_m : contrainte moyenne effective
- P_a : pression atmosphérique
- OCR : rapport de surconsolidation des sols. Supérieur à 1 puisque initialement le TN est à la cote 7 NGF et que les sols sont supposés améliorés.

La variation du module de cisaillement maximal avec la profondeur est donnée sur la figure 9.

Les courbes de variation du module de cisaillement et du pourcentage d'amortissement du sol avec la déformation (équations 8 et 9) sont représentées sur la figure 8.

3 Études paramétriques effectuées

Ces études ont porté sur les caractéristiques du mouvement sismique de référence, sur la loi de comportement des sols et sur les caractéristiques du profil de sol.

3.1 Nature du mouvement sismique

On a essentiellement fait varier le niveau d'accélération à l'affleurement entre 0,20 g et 0,30 g. Par ailleurs pour mettre en évidence l'influence de la nature du mouvement sismique et insister sur la nécessité de prendre en compte des mouvements réalistes, une étude comparative a été faite à partir de l'accélérogramme synthétique représentant le spectre N.R.C. et à partir de celui représentant le spectre E.D.F. qui est le plus proche d'un accélérogramme de rocher.

Ces études paramétriques sur la nature du mouvement sismique ont été effectuées avec le modèle linéaire équivalent.

3.2 Loi de comportement du sol

Pour le niveau d'accélération le plus élevé envisagé (0,30 g), un calcul non linéaire a été réalisé pour vérifier, dans les conditions les plus sévères, la validité du modèle linéaire équivalent. Compte tenu des comparaisons favorables obtenues, d'autres calculs non linéaires n'ont pas été entrepris.

3.3 Caractéristiques de la couche de sol

Pour juger de l'influence des caractéristiques de sol sur la nature du mouvement à la surface, les modules de cisaillement maximaux des trois couches constitutives du profil étudié ont été majorés de 50 % en conservant leurs épaisseurs constantes. Un autre calcul a été effectué en majorant les modules de 50 % et les épaisseurs de couches de 20 % de façon à conserver la fréquence fondamentale, à *petites déformations*, du profil de sol. Ces calculs ont également été réalisés avec le modèle linéaire équivalent.

4 Influence de la nature du mouvement sismique

Pour mettre en évidence l'influence de la nature du mouvement sismique sur les résultats, nous avons choisi de présenter les résultats obtenus pour l'accélération à l'affleurement la plus élevée, soit 0,30 g. Des résultats identiques à ceux-ci ont également été obtenus pour les niveaux d'accélération de 0,20 g et 0,25 g.

La variation en fonction de la profondeur du module de cisaillement compatible avec la déformation « moyenne » induite est donnée sur la figure 9. La réduction par rapport au module maximal à petites déformations (équation 22) est importante pour les deux accélérogrammes; elle atteint, sous 10 m de profondeur, un rapport de 1 à 3, voir 1 à 4. La réduction est d'environ 30 % plus importante avec l'accélérogramme U.S.N.R.C. qu'avec l'accélérogramme E.D.F.

Le profil d'accélération maximale est donné en fonction de la profondeur sur la figure 10. Les valeurs obtenues avec les deux accélérogrammes ne sont pas

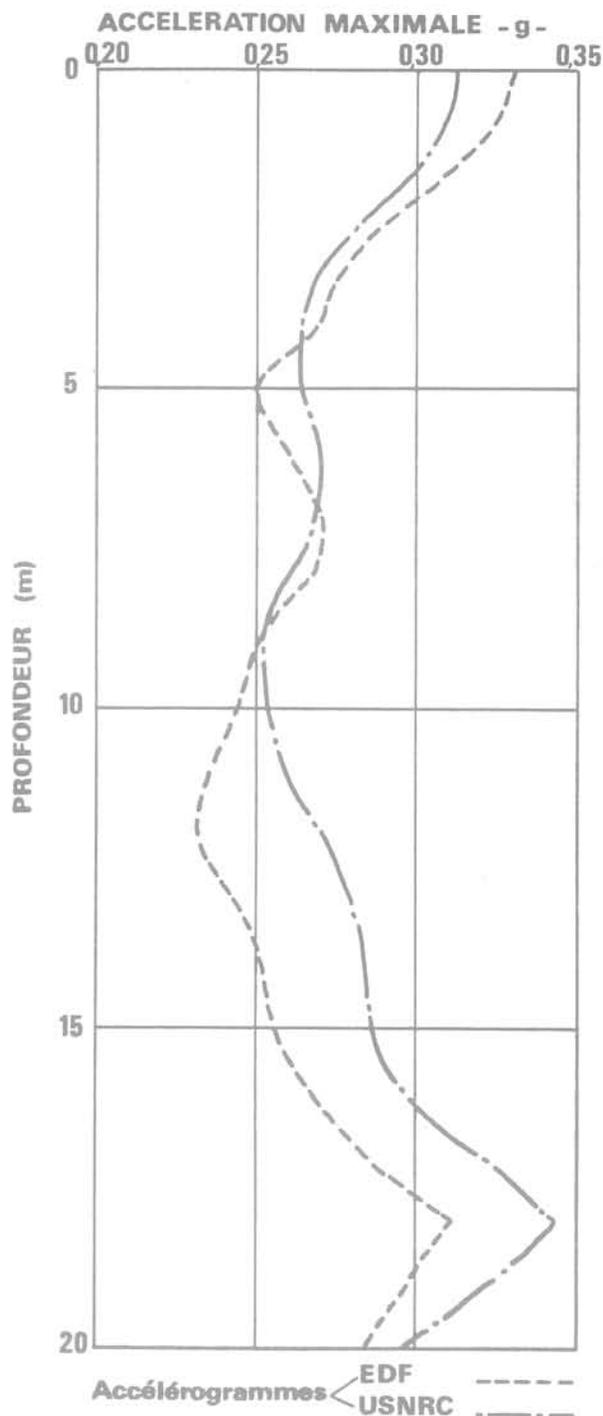


Fig. 10 Variation de l'accélération avec la profondeur. Accélération à l'affleurement 0,30 g

essentiellement différentes (moins de 10 % d'écart). Cependant, et ce résultat a été obtenu de façon systématique pour les autres calculs, l'accélérogramme U.S.N.R.C. conduit à des accélérations de surface plus faibles que l'accélérogramme E.D.F. La tendance est inversée en profondeur.

La figure 11 donne les spectres de réponse du mouvement à la surface pour un pourcentage d'amortissement critique de 5 %. Ces spectres présentent deux pics prononcés au voisinage de 1 Hz et de 3 Hz qui correspondent aux deux premières fréquences propres de vibration de la couche de sol. Ces deux pics se retrouvent sur les fonctions de transfert du déplacement (fig. 12). Ils correspondent à des fréquences légèrement plus faibles lorsque

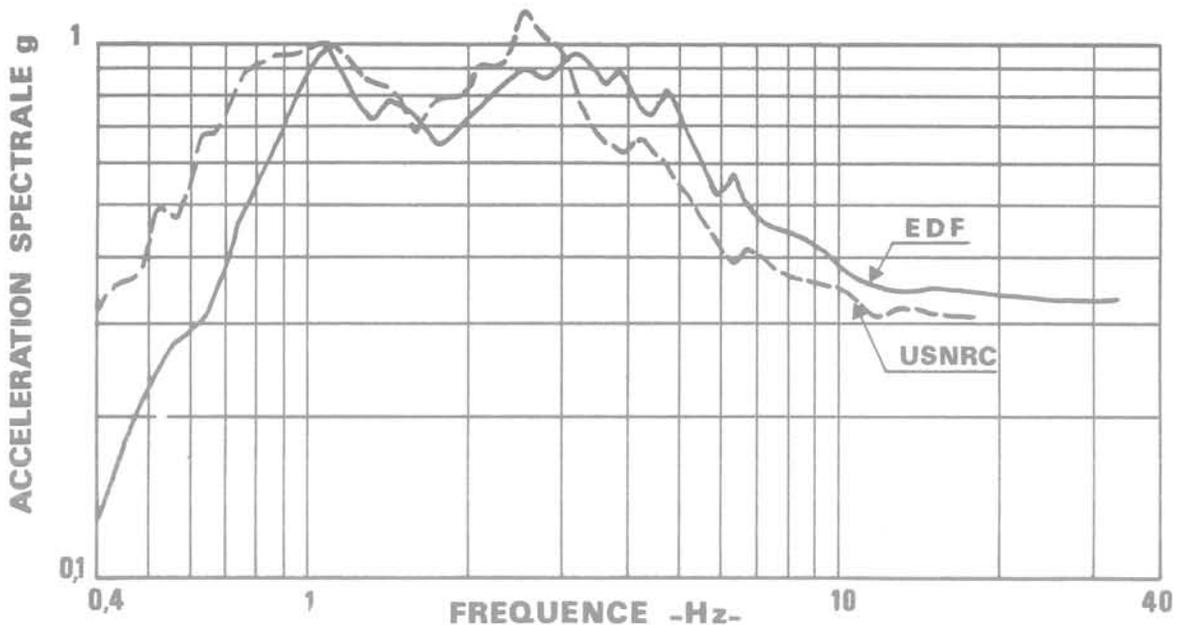


Fig. 11 Spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique à la surface du sol. Accélérogramme 0,3 g à l'affleurement

l'accélérogramme U.S.N.R.C. est utilisé. Ce résultat est conforme à celui de la figure 9 qui a montré que cet accélérogramme conduisait à des modules plus faibles que l'accélérogramme E.D.F.

Pour des fréquences supérieures au hertz, les deux spectres de réponse sont voisins l'un de l'autre. Par contre, aux faibles fréquences, l'accélérogramme U.S.N.R.C. conduit à des accélérations spectrales nettement plus élevées. En rapprochant ces spectres de ceux des accélérogrammes de départ (fig. 5) on constate que, quel que soit l'accélérogramme utilisé, pour les fréquences inférieures à 3 Hz, il y a amplification de l'accélération spectrale; cette amplification est particulièrement marquée au voisinage de la fréquence fondamentale de la couche de sol (~1 Hz). Au-delà de 3 Hz, il y a atténuation des accélérations spectrales. Cette atténuation est plus marquée avec le spectre U.S.N.R.C. plus riche en hautes fréquences que le spectre E.D.F.

L'ensemble de ces résultats met en évidence les caractéristiques fondamentales de la réponse au séisme d'une couche de vase molle :

- les hautes fréquences du mouvement sont filtrées et les basses fréquences amplifiées;
- les spectres de réponse du mouvement à la surface font apparaître un pic prononcé à la fréquence fondamentale de la couche; un deuxième pic moins marqué apparaît pour la deuxième fréquence propre. Ce résultat montre, et cela est confirmé par l'examen des déplacements, que le mode de vibration fondamental de la couche (quart d'onde) est très nettement prépondérant sur les modes supérieurs.

Par ailleurs, ces résultats mettent en évidence l'influence du choix de la nature du mouvement à l'affleurement. Si ce dernier contient, comme c'est le cas pour l'accélérogramme U.S.N.R.C., des basses fréquences peu représentatives de celles contenues dans un mouvement de rocher, celles-ci seront amplifiées par la couche de sol et conduiront à des mouvements à basse fréquence trop importants. Les déplacements et déformations, gouvernés par les basses fréquences, seront donc surévalués. Ce résultat peut avoir des conséquences importantes pour les ouvrages fondés sur pieux souples suivant la déformation du sol. Il explique par ailleurs les résultats

des figures 9 et 10 : les modules étant fonction des déformations induites, plus élevées avec l'accélérogramme U.S.N.R.C., sont naturellement plus faibles lorsqu'ils sont évalués avec ce dernier.

De même, le spectre U.S.N.R.C. étant plus riche en hautes fréquences que le spectre E.D.F., il induit des accélérations plus fortes en base de couche; au voisinage de la surface le filtrage plus important des hautes fréquences, lié aux valeurs plus faibles des modules, conduit à des accélérations inférieures à celles calculées avec l'accélérogramme E.D.F. Pour ces raisons et compte tenu des remarques faites au paragraphe 1.3 concernant les caractéristiques de mouvements enregistrés sur rocher, la suite de l'étude a été conduite essentiellement avec l'accélérogramme E.D.F.

5 Influence du niveau d'accélération à l'affleurement

Trois niveaux d'accélération à l'affleurement ont été envisagés : 0,20 g, 0,25 g et 0,30 g. La variation de l'accélération maximale de surface en fonction de celle à l'affleurement est donnée sur la figure 13. Dans la plage des accélérations étudiées, il y a toujours amplification de l'accélération maximale. Cette amplification est plus importante avec l'accélérogramme E.D.F. qu'avec l'accélérogramme U.S.N.R.C. Lorsque le niveau d'accélération à l'affleurement augmente, l'accélération maximale de surface croît mais moins rapidement. Le rapport d'amplification entre les deux accélérations décroît et pour la valeur maximale envisagée de 0,30 g, il est voisin de 1. Il est vraisemblable que pour des accélérations plus élevées à l'affleurement, ce rapport deviendra inférieur à 1; il y aura atténuation de l'accélération maximale. Cette particularité est due à la non linéarité du sol et à sa capacité limitée à transmettre des contraintes élevées. A une profondeur donnée la contrainte de cisaillement maximale qu'il peut transmettre est égale à sa résistance au cisaillement sous chargement cyclique. Ce plafonnement de la contrainte se traduit dans le calcul par la diminution du module et l'augmentation de l'amortissement lorsque les sollicitations, donc les déformations induites,

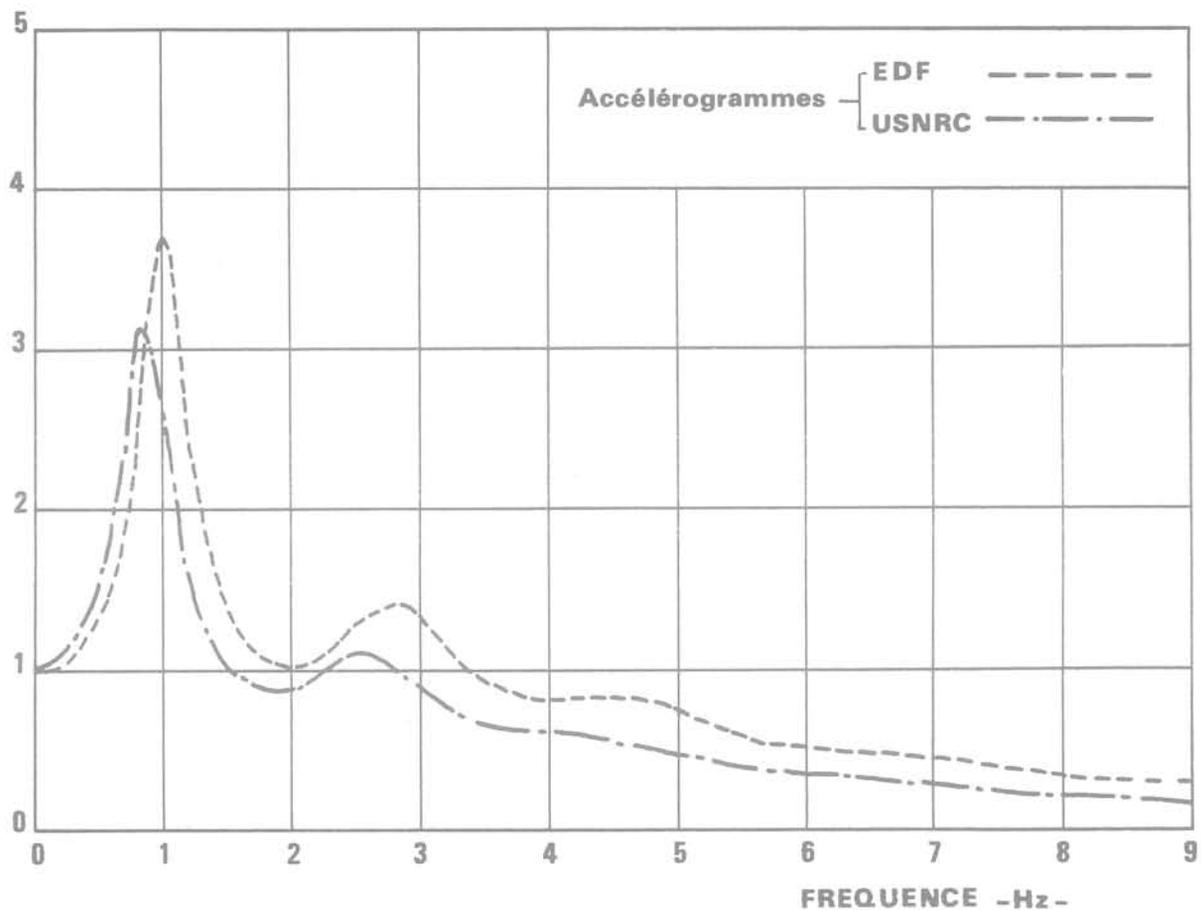


Fig. 12 Fonction de transfert du déplacement entre la base et la surface de la colonne de sol.
Accélérations à l'affleurement 0,3 g

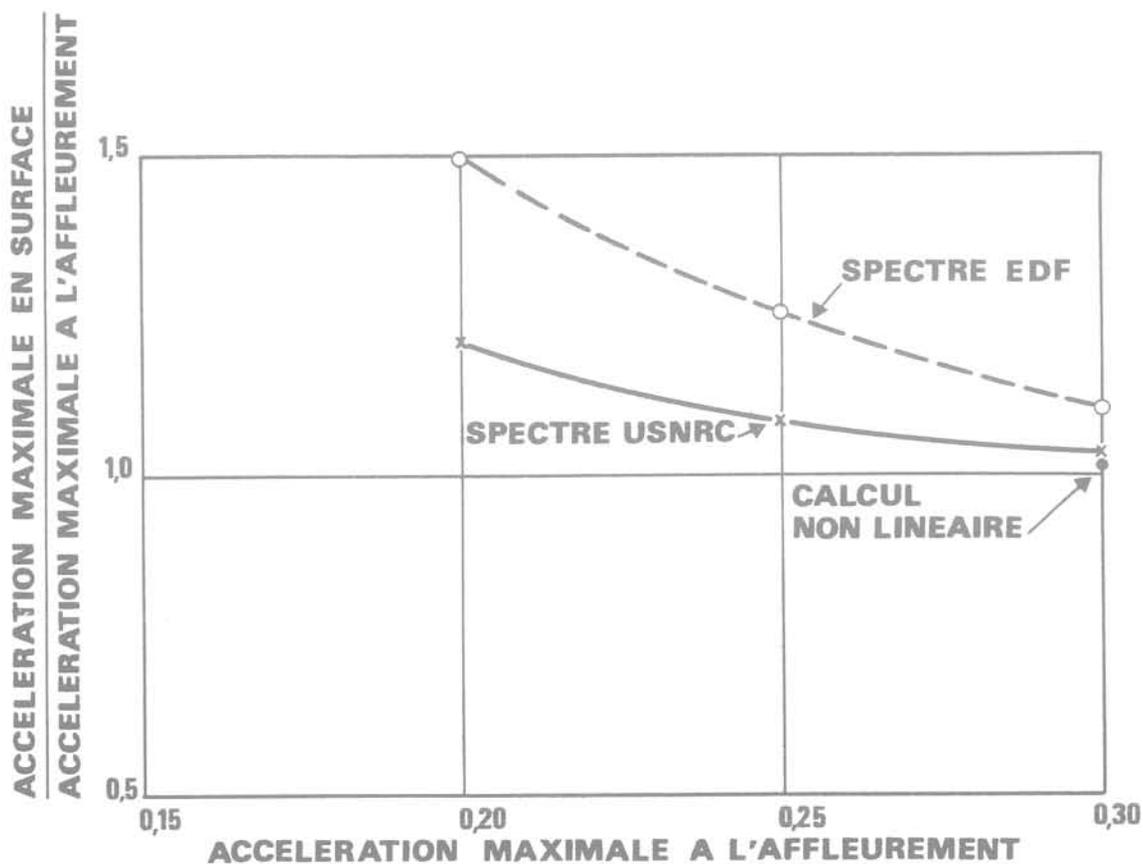


Fig. 13 Variation de l'accélération de surface en fonction de l'accélération à l'affleurement

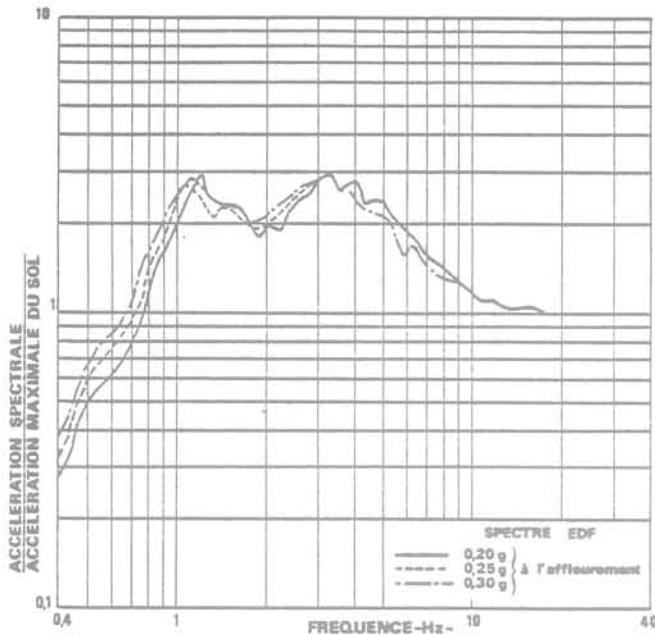


Fig. 14 Spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique. Norme à 1 G. Surface du sol

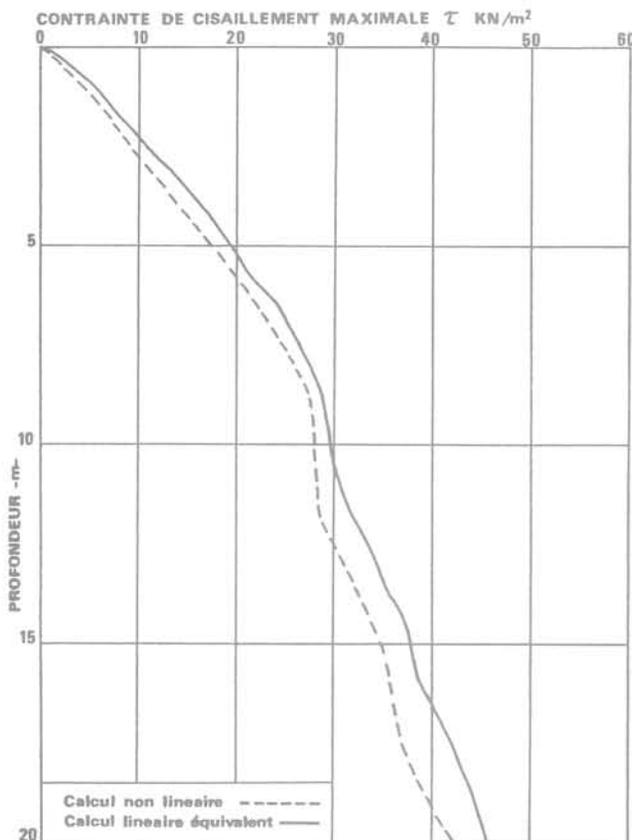


Fig. 15 Variation de la contrainte de cisaillement avec la profondeur. Spectre EDF 0,3 g à l'affleurement

augmentent. L'accélération maximale de surface doit donc nécessairement tendre vers une limite fonction des caractéristiques de la couche de sol. Ceci a été observé et obtenu par le calcul pour des niveaux d'accélération plus élevés (Mohammadioun-Pecker, 1983).

Les spectres de réponse du mouvement à la surface sont donnés sur la figure 14 pour 5 % d'amortissement critique. Pour permettre la comparaison les 3 spectres ont été normés par l'accélération maximale de surface. Ils présentent tous les les

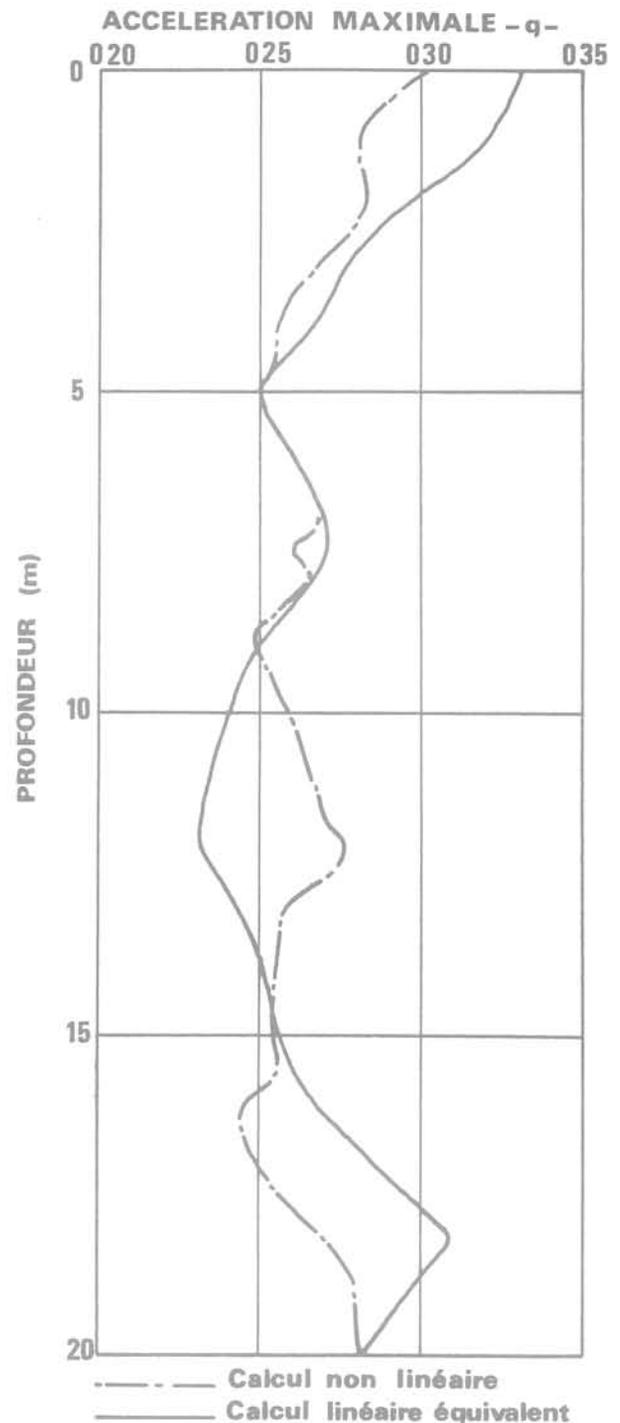


Fig. 16 Variation de l'accélération avec la profondeur. Spectre EDF 0,30 g à l'affleurement

particularités décrites précédemment à savoir deux pics prononcés avec deux premières fréquences propres de vibration de la couche de sol. Lorsque le niveau d'accélération à l'affleurement croît, les pics se décalent légèrement vers les basses fréquences du fait de la diminution de raideur de la couche due aux sollicitations plus élevées. Pour les fréquences supérieures à la fréquence fondamentale de la couche (~1 Hz) les formes de spectres sont semblables. Par contre, pour les fréquences inférieures, plus l'accélération est élevée à l'affleurement plus le spectre de réponse à la surface est riche en basses fréquences. Ce résultat met en évidence les limites d'utilisation de spectres de forme normalisée calés au niveau d'accélération approprié. Cette pratique est cependant souvent utilisée (Seed et al. 1976, Mohraz

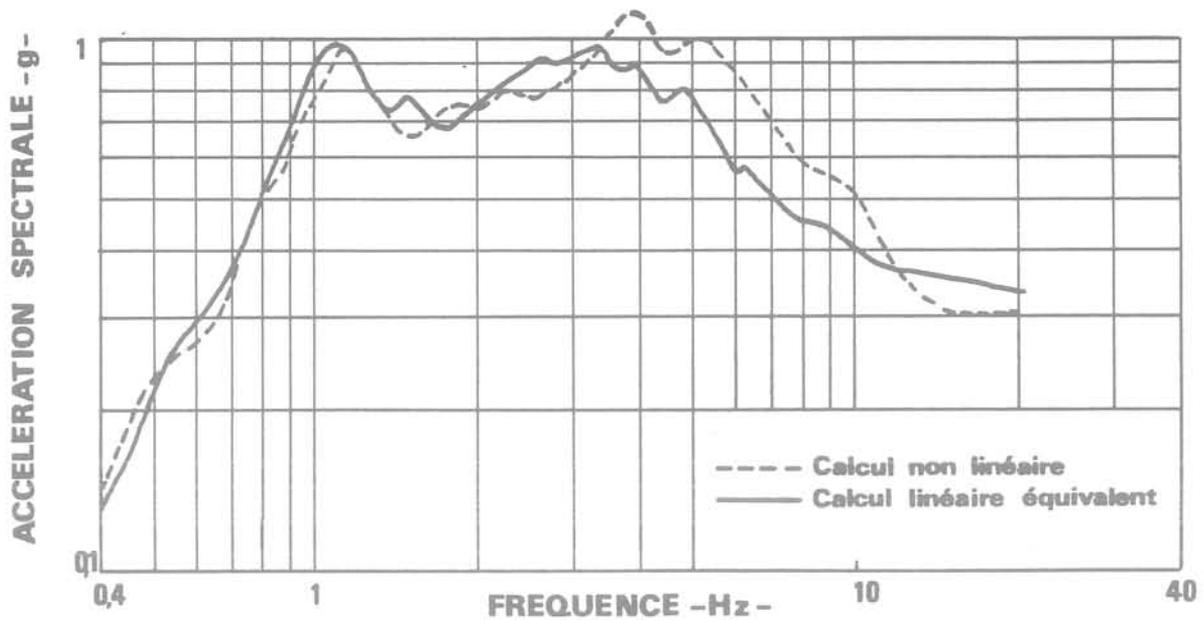


Fig. 17 Spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique à la surface du sol. Accélérogramme EDF 0,30 g à l'affleurement

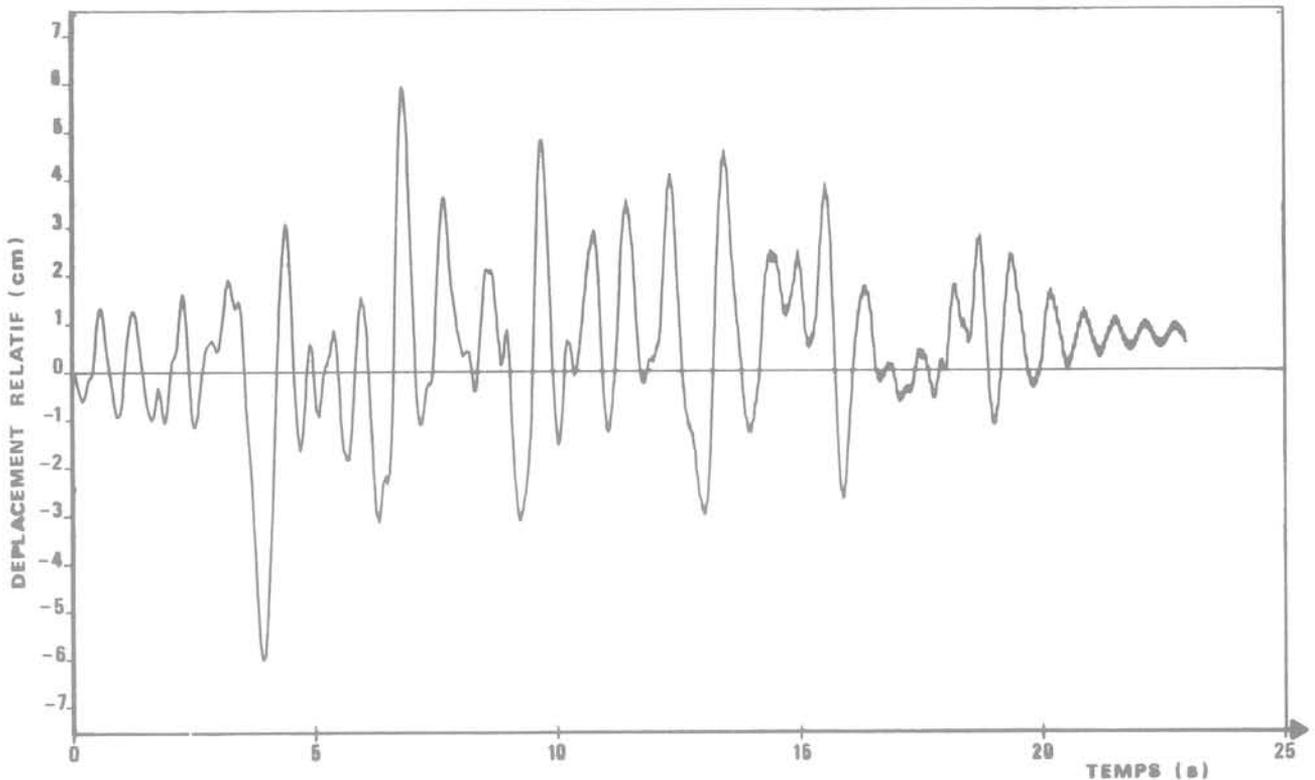


Fig. 18 Déplacement relatif entre la surface et la base du profil de sol

1976...) et est en particulier employée dans la réglementation de la N.R.C. américaine. La pratique française en matière d'ouvrages nucléaires conduit au contraire à des formes de spectre adaptées au niveau sismique (Devillers-Mohammadioun, 1981).

6 Comparaison entre calcul linéaire équivalent et calcul non linéaire

Les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol sont généralement mis en œuvre avec le modèle linéaire équivalent dans le but d'obtenir les accélérations et contraintes maximales dans le sol. La validité de tels calculs a été testée dans le cas de la sollicitation la plus élevée (0,30 g) et avec l'accélérogramme E.D.F. Les contraintes de cisaille-

ment maximales sont comparées sur la figure 15. L'accord entre les valeurs obtenues par les deux calculs est très bon sur toute la hauteur de la couche; l'écart est inférieur à 10 %. Les accélérations maximales sont comparées sur la figure 16; bien que de légers écarts (15 à 20 %) subsistent à certaines profondeurs l'accord peut être jugé satisfaisant d'autant que dans le calcul non linéaire l'accélération est obtenue à partir de la vitesse par dérivation, ce qui constitue une opération numérique très délicate. Les spectres de réponse en surface sont comparés sur la figure 17. Jusqu'à une fréquence de 3 Hz ils sont parfaitement semblables. Pour les fréquences plus élevées, le calcul non linéaire conduit à des accélérations spectrales plus élevées. En d'autres termes, le calcul linéaire équivalent filtre de façon

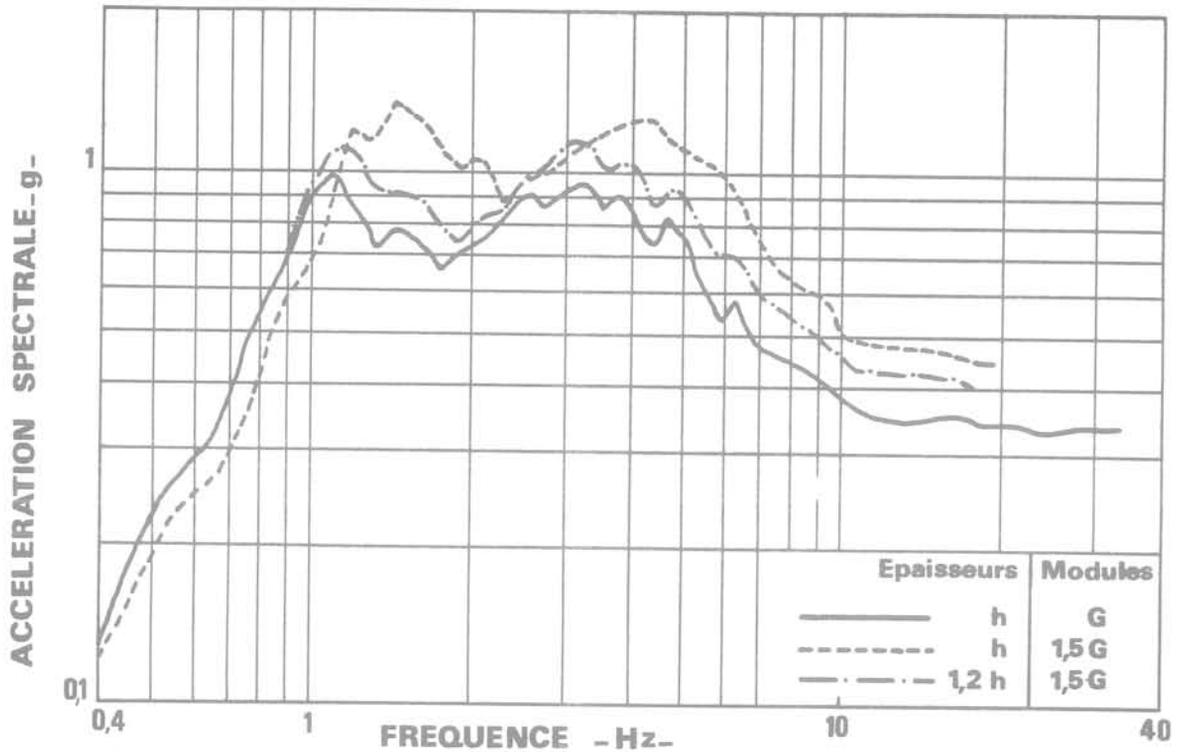


Fig. 19 Spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique à la surface du sol. Accélérogramme 0,30 g EDF

importante les hautes fréquences du mouvement. Le filtrage des hautes fréquences par la couche de sol existe toujours mais de façon nettement moins prononcée que ne le laisse supposer le calcul linéaire équivalent et à partir des fréquences plus élevées, de l'ordre de 7 Hz. Ce filtrage des hautes fréquences est inhérent au calcul linéaire équivalent (Martin 1975) et provient du fait que les modules et amortissements du sol sont évalués sur la base d'une déformation moyenne contrôlée par les basses fréquences. Il en résulte que les hautes fréquences, qui n'induisent que de faibles déformations, sont affectées d'un amortissement trop élevé.

Un des résultats nouveaux fourni par le calcul non linéaire est l'évaluation des déplacements de la surface du sol. Le déplacement relatif entre la surface et la base du profil de sol est donné sur la figure 18. Le déplacement maximal relatif au cours de la sollicitation est de 6 cm mais, plus intéressant, est l'apparition d'un déplacement résiduel de l'ordre du centimètre en fin de sollicitation. Ce déplacement résulte des non-linéarités du sol (déformation d'origine plastique) et ne peut bien entendu être évalué avec le modèle linéaire équivalent.

Les comparaisons effectuées montrent que dans les cas étudiés il est possible d'obtenir des résultats satisfaisants à l'aide du modèle linéaire équivalent. Il est cependant probable que pour des niveaux d'accélération plus élevés les comparaisons ne seraient pas toujours aussi favorables comme d'autres études l'ont montré (Mohammadioun-Pecker, 1983).

7 Influence des caractéristiques mécaniques du sol

La figure 19 donne les spectres de réponse, à 5 % d'amortissement critique du mouvement à la surface lorsque le module du sol est majoré de 50 % en

conservant l'épaisseur des couches constantes ou en majorant celles-ci de 20 %. La figure 20 présente les fonctions de transfert correspondant aux mêmes cas. Une augmentation de la raideur du sol à épaisseur constante conduit à des fréquences propres de la couche de sol plus élevées (1,3 Hz au lieu de 1 Hz pour la fréquence fondamentale) et à une accélération maximale de surface plus élevée (0,43 g au lieu de 0,32 g). En milieu élastique, l'augmentation de raideur du sol devrait conduire à une augmentation de la fréquence fondamentale de $\sqrt{1,5} \approx 1,2$.

L'augmentation calculée est plus importante car du fait de la non-linéarité du comportement, l'augmentation de raideur se traduit par des déformations induites plus faibles et donc par une réduction moins importante de la valeur du module. En se basant sur la fréquence fondamentale, l'augmentation de raideur effective du profil de sol est de 70 % et non de 50 %.

De même, si on cherche à conserver la fréquence fondamentale de la couche de sol constante en se fondant sur les valeurs du module à petites déformations (majoration de 50 % du module et de 20 % de l'épaisseur), les spectres de réponse et fonction de transfert deviennent semblables à ceux du calcul initial. Une différence notable subsiste cependant due également au comportement non linéaire du sol.

Ces résultats montrent clairement qu'il n'existe pas, en toute rigueur, de notion simple comme la fréquence fondamentale d'une couche de sol. Du fait de la non-linéarité du sol, celle-ci dépend des déformations induites et donc en particulier du niveau de la sollicitation sismique. En conséquence, il apparaît illusoire de vouloir extrapoler des mesures de fréquences propres d'une couche de sol faites pour de faibles énergies mises en jeu (petits séismes, explosions de faible énergie...) à des secousses sismiques importantes.

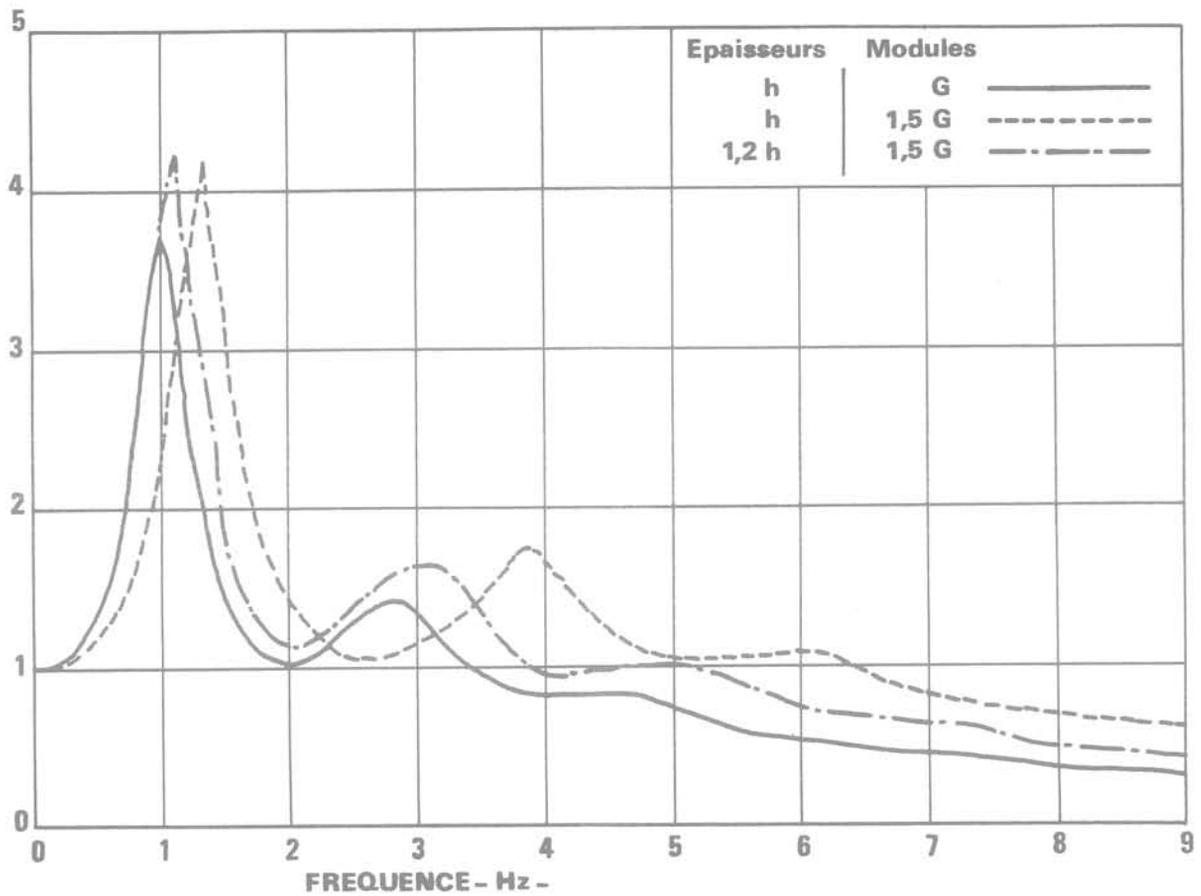


Fig. 20 Fonction de transfert du déplacement entre la base et la surface de la colonne de sol. Accélération à l'affleurement 0,3 g

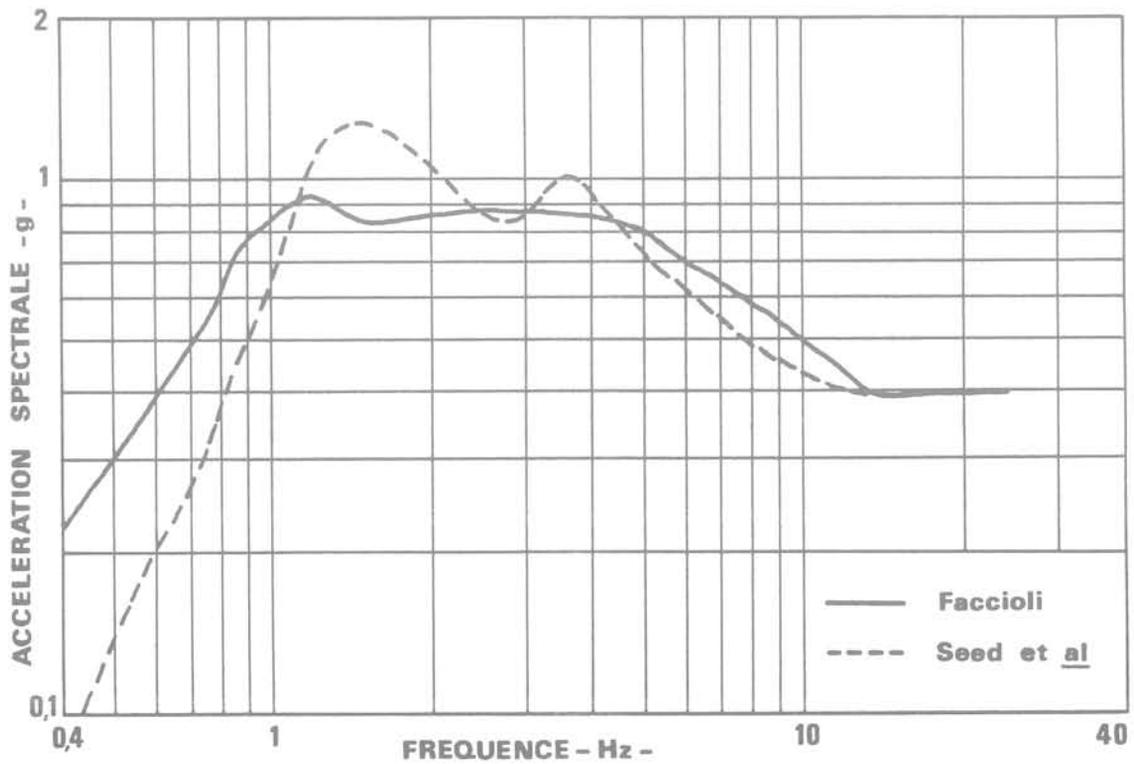


Fig. 21 Spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique sur sols mous

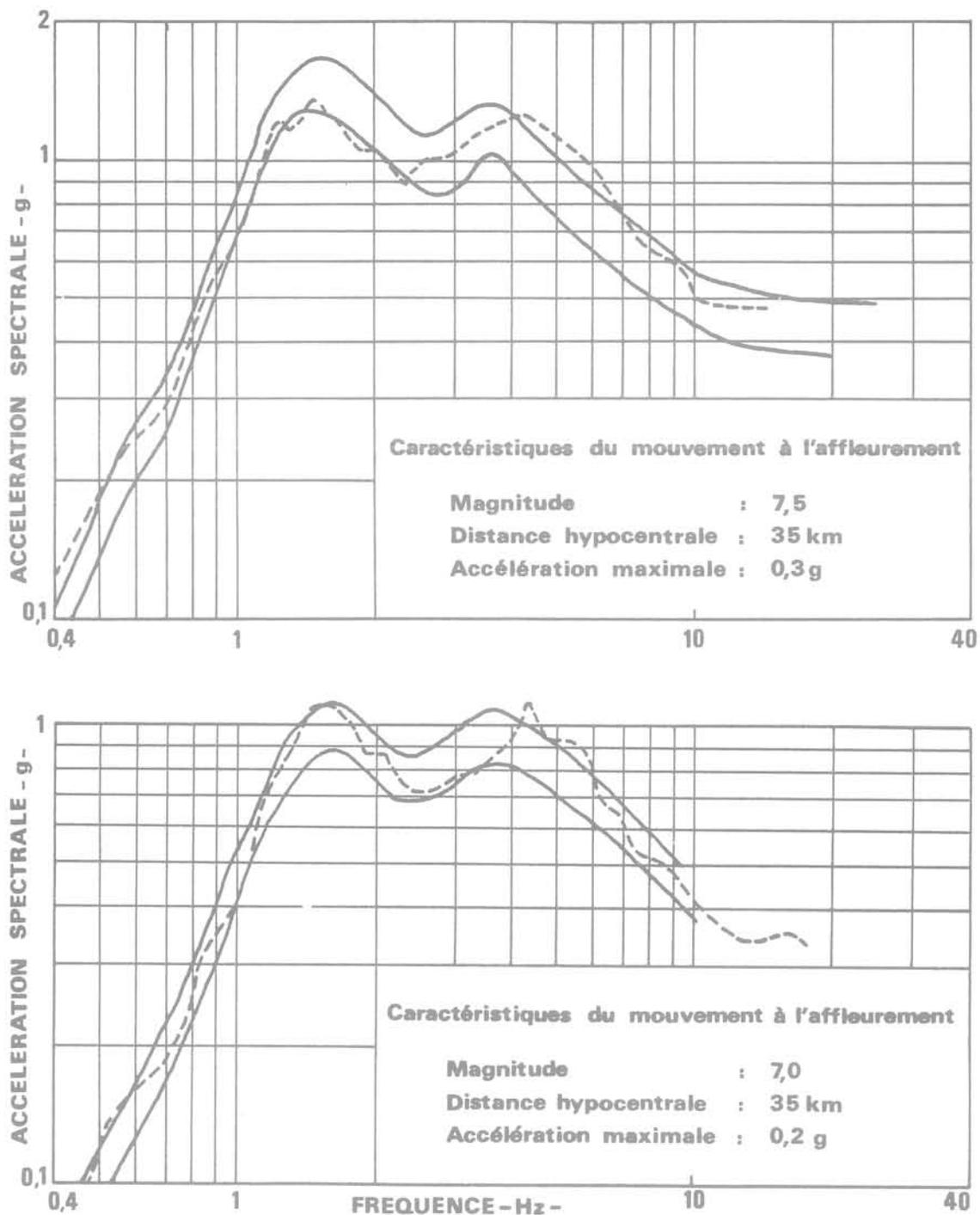


Fig. 22 Comparaison entre spectre à 5 % d'amortissement critique calculé et enregistré à la surface du sol

8 Comparaison avec des enregistrements réels

Toutes les conclusions présentées précédemment résultent de calculs théoriques effectués de plus avec certaines hypothèses restrictives (nature des ondes par exemple). Il est donc intéressant et indispensable de comparer ces calculs aux quelques enregistrements réels disponibles. Ceux-ci, comme on l'a indiqué, sont peu nombreux dans le cas de sols mous. Les seules publications faisant état de tels enregistrements avec des renseignements suffisants sur la nature des sols sont à notre connaissance celles de Seed et al. (1976) et de Faccioli (1978).

Les premiers auteurs ont proposé un spectre de réponse normalisé pour sols mous. Il n'est pas donné de relations entre le niveau de calage du spectre (accélération maximale) et divers paramètres caractéristiques du séisme (intensité, magnitude, distance focale...). Pour faciliter les comparaisons, on a retenu un niveau d'accélération maximale en surface égal à 0,39 g. Le spectre moyen à 5 % d'amortissement critique ainsi calé arbitrairement est donné sur la figure 21. Il correspond à des sols constitués d'argile molle et de sable (15 enregistrements). La fréquence fondamentale moyenne des sites étudiés est de 0,8 Hz pour une accélération moyenne en surface de 0,055 g pour l'ensemble des enregistrements. Les épaisseurs

de sol (40 m à 200 m) sont nettement plus importantes que celles considérées dans la présente étude.

Faccioli a donné à partir des 47 enregistrements, pour des sols caractérisés par une épaisseur d'une dizaine de mètres de matériau à vitesse de propagation des ondes de cisaillement inférieure à 100 m/s, un spectre de réponse défini par points : l'accélération spectrale est donnée à chaque fréquence en fonction de la magnitude et de la distance focale. On peut estimer d'après les lois d'atténuation de la plupart des auteurs qu'un séisme de magnitude 7,5 à 35 kilomètres de distance est susceptible de produire une accélération sur du rocher de l'ordre de 0,30 g. On a donc retenu ces conditions sismiques pour tracer le spectre (fig. 21) proposé par Faccioli. L'accélération maximale de surface est dans ces conditions de 0,39 g.

Il ressort de l'examen de cette figure que :

- le spectre proposé par Seed et al., qui est un spectre lissé, ne fait pas apparaître nettement les singularités liées à la couche de sol en raison de la grande disparité des profils étudiés. Pour les fréquences supérieures à 3 Hz, il est proche du spectre proposé par Faccioli, compte tenu du niveau de calage retenu. Pour les basses fréquences (<1 Hz) il est assez nettement enveloppe de ce dernier;
- le spectre proposé par Faccioli présente deux pics analogues à ceux obtenus dans nos calculs. Le second pic est cependant moins prononcé dans ce cas. L'examen des spectres de Faccioli calculés pour des conditions sismiques différentes de celles considérées montre qu'en général le second pic est aussi important que le premier (fig. 22). Les deux pics sont légèrement décalés vers des fréquences plus élevées que celles obtenues dans nos calculs pour le profil type. On a vu que la position de ces pics était liée aux fréquences propres de la couche de sol. Les profils examinés par Faccioli étant moins profonds (une dizaine de mètres) que celui de la présente étude, leurs fréquences propres sont plus élevées.

Les spectres obtenus par Faccioli (spectre moyen et spectre moyen plus un écart-type) sont comparés (fig. 22) à celui de la présente étude obtenu pour le cas du profil de sol le plus raide (modules majorés

de 50 %, épaisseurs de couches constantes). Ce profil présente la particularité, par rapport au profil type, de conduire à des fréquences propres de la couche plus élevées, donc plus proches de celles des sites analysées par Faccioli. On constate que le spectre calculé se situe pratiquement pour toutes les fréquences entre les deux spectres de Faccioli qui, rappelons-le, proviennent d'enregistrements réels. La comparaison avec les spectres de Faccioli a également été effectuée pour d'autres conditions sismiques. Des lois d'atténuation relatives aux sites rocheux, on a déduit que l'accélération maximale de 0,2 g à l'affleurement était susceptible d'être produite par un séisme de magnitude 7 prenant origine à 35 kilomètres du site. Les spectres obtenus par le calcul et déduits des résultats de Faccioli sont donnés sur la figure 22. L'accord est de nouveau remarquable.

Ces résultats mettent en évidence le fait qu'il est possible à partir de calculs simples (unidimensionnels) de retrouver des résultats en très bon accord avec les données expérimentales. En particulier, les principales caractéristiques de la réponse dynamique d'un profil de sol mou sont bien mises en évidence.

9 Conclusions

Les calculs numériques réalisés dans le cadre de cette étude ont permis de mettre en évidence les principales caractéristiques de la réponse au séisme d'une couche de vase molle. En particulier, on a identifié l'existence, dans le spectre de réponse du mouvement calculé à la surface, de deux pics prononcés au voisinage des deux premières fréquences propres de la couche. Il convient cependant de noter, qu'en raison du comportement non linéaire du sol, la fréquence propre n'est pas une caractéristique intrinsèque de la couche de sol; elle est fonction de la sévérité de la sollicitation et décroît lorsque celle-ci augmente.

Parmi tous les paramètres qui conditionnent la réponse du mouvement en surface, la nature du mouvement sismique à l'affleurement et le choix de

Tableau 1
Caractéristiques moyennes des sols

Caractéristiques	Nature	Vase argileuse	Vase silteuse	Sable	alluvions anciennes	Rocher
Poids volumique apparent sec	kN/m ³	8	9	16	17	—
Teneur en eau	%	80	70	25	24	—
Poids volumique total	kN/m ³	14,5	15,5	20	21	24
Indice de plasticité	%	60	40 à 50	—	—	—
Angle de cisaillement intergranulaire		18	25	30	35	—
Cohésion intergranulaire	kPa	0	0	0	0	—
Cohésion apparente	kPa	1,3 h + 5	1,7 h + 30	—	—	—
Module de cisaillement dynamique maximal	(éq. 22)					
K		200	340	1 000	2 000	54 000
α		0,6	0,5	0,5	0,5	0
k		0,4	0,3	0	0	0
Pourcentage d'amortissement critique maximal	%	30	28	24	20	0
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement	m/s	—	—	—	—	1 500

son accélération maximale sont les paramètres prépondérants. Il est donc fondamental, si l'on suit la méthodologie de cette étude pour déterminer les caractéristiques du mouvement en surface du sol, de choisir avec le plus grand soin ces conditions sismiques : l'accélérogramme imposé à l'affleurement doit en particulier être représentatif d'un accélérogramme de rocher.

La méthodologie suivie constitue à notre avis une alternative à la pratique réglementaire permettant de définir le mouvement à la surface du sol. Cette dernière consiste à déterminer un niveau d'accélération maximale puis de caractériser le mouvement par un spectre de réponse calé à ce niveau. Ce spectre de réponse a soit une forme normalisée invariable (U.S.N.R.C.), soit une forme dépendante des conditions sismiques mais indépendantes de la nature du sol (C.E.A.-E.D.F.), soit parfois une forme dépendant de la nature du sol mais indépendante des conditions sismiques (Seed et al.). La présente étude montre que, même calés au niveau d'accélération approprié, ils ne rendent pas compte des particularités des sols mous; ils sous-estiment en particulier, dans la présente étude, les accélérations spectrales dans toute la plage des fréquences comprises entre 1 Hz et 4 Hz. Ils les surestiment parfois fortement pour d'autres fréquences.

En conclusion, nous pensons que la méthodologie suivie permet de mieux rendre compte de la réalité et de traduire plus valablement les caractéristiques de la réponse au séisme des sols mous. Les comparaisons que nous avons pu effectuer avec des enregistrements réels le confirme de façon indiscutable et offrent des perspectives certaines pour l'utilisation de telles approches.

Références bibliographiques

[1] Devillers C. Mohammadioun (1981) : « French methodology for determining site adapted SMS spectra ». SMIRT, 6th International Conference, Paris.

[2] Faccioli E. (1978) : « Response Spectra for soft soil sites ». Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Specialty Conference, Pasadena.

[3] Hayashi S., Tsuchida H., Kurata E. (1971) : « Average response spectra for various subsoil Conditions ». U.S. Japan panel on wind and seismic effects, Tokyo.

[4] Iwan W.D. (1967) : « On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems ». J. appl. mech. 34, 612-617.

[5] Jacobsen L. (1930) : « Motion of a soil subjected to a simple harmonic ground vibration ». Bull. seis. soc. Am. 20.

[6] Joyner W.B., Chen T.F. (1975) : « Calculation of non-linear ground response in earthquakes ». Bull. seis. soc. Am. 65 1315-1336.

[7] Lysmer J. et al. (1975) : « Flush — A computer program for approximate 3 D Analysis of soil-structure interaction problems ». EERC 75-30.

[8] Martin P.P. : « Non linear methods for dynamic analysis of ground response ». PhD Thesis, University of California, Berkeley, Cal.

[9] Masing G (1926) : « Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing ». Proc. 2nd Int. Conf. of Applied Mechanics.

[10] Mohammadioun B., Pecker A. (1983) : « On the limitation of the transmissibility of seismic energy by superficial soil deposits and soft rocks ». Soumis à publication International Journal of Earthquake Engineering and structural dynamics.

[11] Mohraz B. (1976) : « A study of earthquake response spectra for different geological conditions ». Bulletin Seism-Soc. America 66, n° 3 June.

[12] Dupas J.M., Pecker A. (1981) : « Étude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique ». Revue française de Géotechnique 15, 59-73.

[13] Schnabel P., Seed H.B., Lysmer J. : « Shake — A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites ». EERC Report 72-12, University of California, Berkeley, Cal.

[14] Seed H.B., Ugas C., Lysmer J. (1976) : « Site dependent spectra for earthquake resistant design ». Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 66.

[15] Streeter V.L., Wylie E.B., Richard F.E. : « Charsoil — Characteristics method applied to soils ». University of Michigan, Ann Arbor.

analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture

par

M. Mommessin

Assistant, I.U.T. de Limoges, département Génie Civil

et

R. Nègre

Professeur, Université Scientifique et Médicale de Grenoble

1 Introduction

L'analyse de la stabilité des murs poids de soutènement a été l'objet de nombreuses études, mais pratiquement toutes les méthodes de calcul proposées jusqu'à présent étudient séparément l'action des terres sur la paroi et la stabilité de la fondation de l'ouvrage, perdant de ce fait toute signification du point de vue mécanique.

La théorie du calcul à la rupture, récemment mise en forme par Salençon (1978), à partir des travaux de Drucker (1953) et Radenkovic (1961), permet une analyse de la stabilité de tels ouvrages par une méthode rigoureuse du point de vue mécanique. Développée sous la seule hypothèse de convexité du critère de résistance du matériau constitutif de l'ouvrage, cette théorie permet, dans une géométrie fixée, de définir l'ensemble des chargements pour lesquels il ne sera pas possible de réaliser l'équilibre de l'ouvrage sans violer le critère de résistance et ceci quelles que soient les autres propriétés du matériau.

La comparaison des résultats ainsi obtenus avec ceux des méthodes classiques de calcul des murs de soutènement permet donc une meilleure interprétation de ces dernières.

2 Présentation du calcul à la rupture

2.1 Présentation du calcul à la rupture

Nous nous contenterons de rappeler ici les hypothèses et les principaux résultats du calcul à la rupture, théorie largement présentée par ailleurs (Salençon - 1978).

On considère un système mécanique Ω que l'on étudie dans sa géométrie initiale, c'est-à-dire qu'aucun changement de géométrie ne sera pris en compte avant la rupture possible du système.

On suppose qu'en chaque point du système Ω , la capacité de résistance du matériau constitutif est définie par un critère convexe f , fonction scalaire de $\underline{\sigma}$, tenseur des contraintes en ce point. Le critère f définit un domaine (G) , convexe dans l'espace des contraintes.

On suppose que, le système Ω étant soumis à un processus de chargement Q dépendant de n paramètres Q_1, \dots, Q_n , il est possible de leur associer dans l'expression des forces extérieures les variables $\dot{q}_1, \dots, \dot{q}_n$ paramètres cinématiques associés, de telle sorte que, pour tout mécanisme de déformation $(\underline{U}, \underline{d})$, avec \underline{U} champ de vitesses de déplacement et \underline{d} tenseur des vitesses de déformation, cinématiquement admissible (C.A.), la puissance des efforts extérieurs se mette sous la forme :

$$P_e(\underline{U}) = Q_i \cdot \dot{q}_i = \underline{Q} \cdot \dot{\underline{q}}(\underline{U}). \quad (1)$$

Il est clair que pour qu'un chargement Q puisse être supporté par le système Ω , il est nécessaire que l'on puisse trouver au moins un champ de contraintes $\underline{\sigma}$ en équilibre avec Q et respectant le critère. Autrement dit, on a :

$$\underline{\sigma} \text{ supporte } Q \implies \underline{\sigma} \text{ tel que : } \begin{cases} \underline{\sigma} \text{ équilibre } Q \\ \underline{\sigma} \in (G), \forall M \in \Omega. \end{cases} \quad (2)$$

Les conditions (2) énoncées ci-dessus montre que Q doit appartenir à un domaine (K) , convexe en raison de la convexité du critère. (K) est appelé convexe des chargements potentiellement supportables.

On peut donc affirmer que le système ne saurait supporter, en géométrie initiale, un chargement extérieur à (K) . Par contre, la question de savoir si le système supportera effectivement tous les chargements intérieurs à (K) ne saurait être traitée sans informations complémentaires sur le comportement du matériau.

La frontière $F(K)$ du convexe des chargements potentiellement supportables par le système peut être

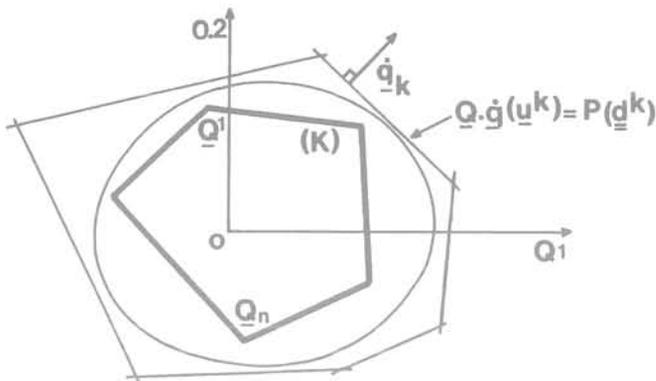


Fig. 1 Approches intérieure et extérieure de la frontière du convexe (K) (chargement à 2 paramètres)

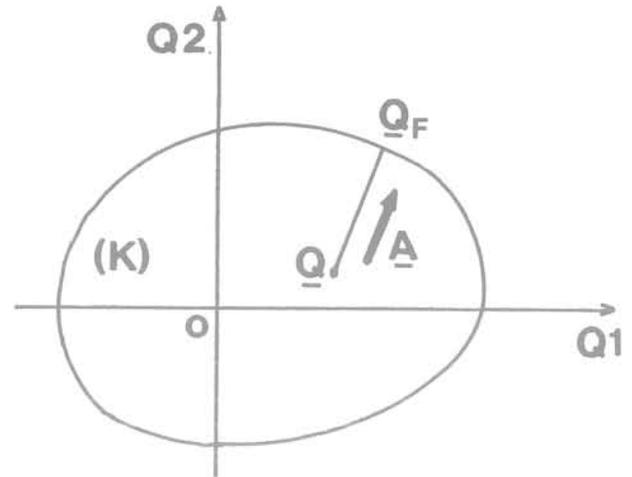


Fig. 2 Chargement linéaire dans la direction de charge A, à partir de Q

déterminée par deux méthodes, mathématiquement duales l'une de l'autre (fig. 1) :

— approche par l'intérieur par la construction de champs de contraintes en équilibre et respectant le critère de résistance,

— approche par l'extérieur, par la construction de mécanismes de déformation cinématiquement admissibles et le calcul dans ceux-ci de la puissance dissipable $P(\underline{d})$ (terminologie introduite par Coussy - 1978). En effet, on a alors : $\underline{Q} \cdot \underline{\dot{q}} \leq P(\underline{d})$.

2.2 Application du calcul à la rupture à l'étude de la tenue d'un ouvrage

2.2.1 Tenue d'un ouvrage sous un chargement donné

Lors de l'étude de la tenue d'un ouvrage, le problème qui se pose est le suivant :

Étant donné un ouvrage dont on connaît la capacité de résistance du matériau en chaque point,

Étant donné le chargement auquel est soumis cet ouvrage,

quelle est la « sécurité » de cet ouvrage vis-à-vis de la ruine ?

Désignant par \underline{Q} le chargement de l'ouvrage, le problème posé revient, du point de vue calcul à la rupture, à situer \underline{Q} par rapport à la frontière du convexe (K) des chargements potentiellement supportables par l'ouvrage.

2.2.2 Coefficients multiplicateurs de charge attachés à un chargement donné

Considérons un trajet de charge linéaire défini par une direction \underline{A} (\underline{A} vecteur unitaire). Soit \underline{Q}_i le chargement extrême pour ce trajet de charge (fig. 2).

On peut définir des coefficients F_i , tels que :

$$\underline{Q}_i = F_i \cdot \underline{Q}, \quad i = 1, n \quad (3)$$

Ces coefficients F_i sont les coefficients multiplicateurs de charge attachés au chargement \underline{Q} dans la direction \underline{A} et l'on peut définir un coefficient F , tel que :

$$\underline{Q}_i = \underline{Q} + F \cdot \underline{A} \quad (4)$$

Si F est positif, \underline{Q} est intérieur à (K), sinon il est extérieur.

Les coefficients F_i se déduisent de F par :

$$F_i = F \cdot a_i / Q_i + 1, \quad \text{si } Q_i \neq 0$$

(a, composantes de \underline{A}) (5)

On peut donc définir les coefficients multiplicateurs de charge F_i à partir d'un coefficient unique F , tel que si F est négatif, la rupture de l'ouvrage sous le chargement \underline{Q} est certaine. Si F est positif, les coefficients F_i permettent de savoir pour quelle augmentation de charge dans la direction \underline{A} la rupture sera certaine. F représente la mesure algébrique de $\underline{Q}_i - \underline{Q}$, F peut donc être qualifié d'accroissement ultime de charge dans la direction \underline{A} (accroissement potentiellement ultime).

2.2.3 Approche statique et cinématique de F

Approche statique

Il est évident que si l'on a trouvé un champ de contraintes $\underline{\sigma}$, appartenant à (G), et équilibrant $\underline{Q}_\lambda = \underline{Q} + \lambda \cdot \underline{A}$, λ constitue alors une approximation par défaut de F .

Approche cinématique

Le chargement extrême \underline{Q}_i possède la propriété suivante :

$$\forall \underline{d} \text{ cinématiquement admissible, } \underline{Q}_i \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{U}) \leq P(\underline{d}) \quad (6)$$

En remplaçant \underline{Q}_i par $\underline{Q} + F \cdot \underline{A}$, on a donc :

$$F \leq \inf \left\{ \frac{(P(\underline{d}) - \underline{Q} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{U}))}{(\underline{A} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{U}))} \mid \underline{d} \in C.A. : \underline{A} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{U}) > 0 \right\} \quad (7)$$

La mise en évidence d'un mécanisme de déformation (\underline{U} , \underline{d}), cinématiquement admissible, et tel que $\underline{A} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{U})$ soit positif conduit donc à une approximation de F . Le majorant ainsi obtenu gardant la même signification que le coefficient exact vis-à-vis de la possibilité de ruine de l'ouvrage étudié.

2.2.4 Trajets de charge particuliers

— Chargement radial :

Considérons un trajet de charge radial (fig. 3), on peut

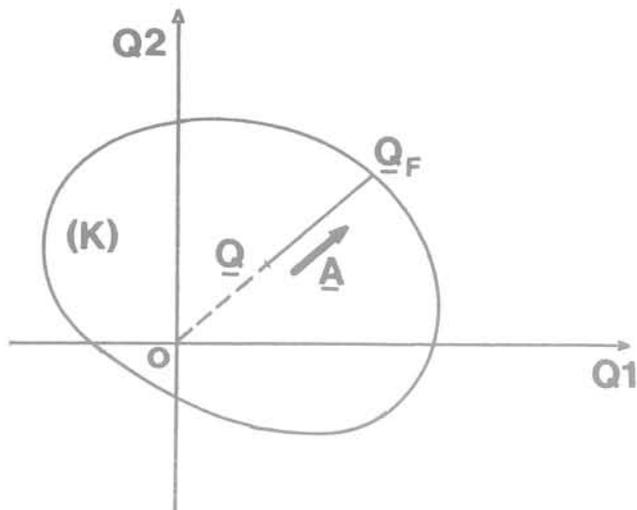


Fig. 3 Trajet de charge radial (chargement à 2 paramètres)

alors poser $A = Q/|Q|$. La formule (4) devient alors $Q_i = (1 + F/|Q|) \cdot Q$, et l'on a alors :

$$\forall i, \quad i = 1, n,$$

$$F_i = F/|Q| + 1 \leq \text{Inf} \left\{ \frac{P(\underline{d})}{Q \cdot \dot{q}(U)} \mid \underline{d} \text{ C. A. : } Q \cdot \dot{q}(U) > 0 \right\} \quad (8)$$

— Chargement parallèle à un axe :

Considérons un trajet de charge parallèle à l'axe Q_p (fig. 4). On a Q_i égale à Q , si i est différent de p et $Q_p = F_p \cdot Q_p$. Soit :

$$F_p \leq \text{Inf} \left\{ \frac{(P(\underline{d}) - Q \cdot \dot{q}(U))}{(Q_p \cdot \dot{q}_p(U)) + 1} \mid \underline{d} \text{ C. A. : } Q_p \cdot \dot{q}_p > 0 \right\}$$

$$F_i = 1 \text{ si } i \neq p. \quad (9)$$

3 Application à l'analyse de la stabilité d'un mur poids

3.1 Présentation de l'ouvrage étudié

3.1.1 La géométrie

On considère un massif de sol de hauteur H , à surface libre inclinée de β sur l'horizontale, soutenu par un mur-poids (fig. 5). La base du mur est inclinée de α par rapport à l'horizontale et a pour largeur B ; son parement est incliné de λ par rapport à la verticale. La surface libre du sol en aval du mur est horizontale. Lorsqu'il existe une nappe phréatique dans le remblai, sur une hauteur H_w , on admet qu'elle est en équilibre. On suppose que l'ouvrage à une longueur infinie.

3.1.2 Le chargement

Outre les forces dues à la gravité, l'ouvrage est soumis à des surcharges extérieures p_1 et p_2 , respectivement à la surface libre du remblai et du sol d'assise. On raisonne en contraintes effectives, l'eau est donc considérée comme un agent extérieur. Soit γ_w le poids volumique de l'eau. Notons W_b le poids du mur, γ_1 le poids volumique du sol dans la partie hors d'eau du remblai, γ'_1 le poids volumique déjaugé du remblai et γ'_2 celui du sol d'assise.

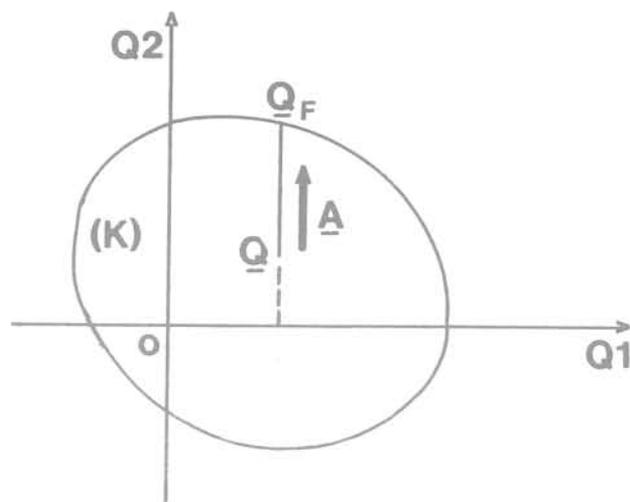


Fig. 4 Trajet de charge parallèle à l'axe Q_2 (chargement à 2 paramètres)

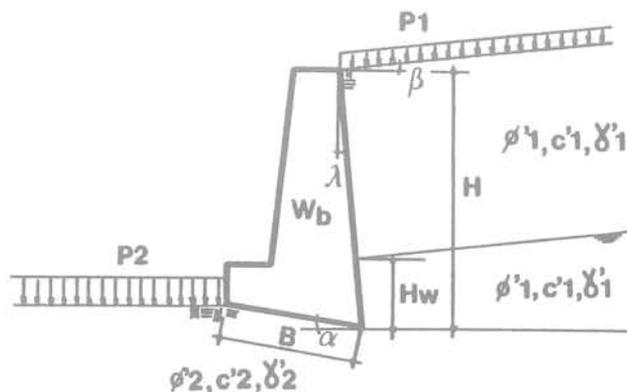


Fig. 5 L'ouvrage étudié

On peut choisir comme paramètres de chargements adimensionnels :

$$QB = W_b / (C'_2 \cdot B), \quad QS_1 = \gamma_1 \cdot H / C'_2,$$

$$QS'_1 = \gamma'_1 \cdot H / C'_2, \quad QS_2 = \gamma_2 \cdot H / C'_2,$$

$$QW = \gamma_w \cdot H / C'_2, \quad QP_1 = p_1 / C'_2,$$

$$QP_2 = p_2 / C'_2.$$

C'_2 étant la cohésion du sol d'assise.

3.1.3 Les critères de résistance

Le mur est supposé indéformable.

Le remblai est supposé obéir au critère de Coulomb. La cohésion et l'angle de frottement interne sont notés C'_1 et ϕ'_1 . Le sol d'assise obéit au critère de Coulomb de cohésion C'_2 et d'angle de frottement interne ϕ'_2 , ou au critère de Tresca de cohésion C'_2 ($\phi'_2 = 0$) si le matériau est une argile saturée et que l'on se préoccupe du comportement à court terme.

Les interfaces remblai-mur et sol d'assise-mur sont à frottement de Coulomb, ou de Tresca sans résistance à la traction pour l'interface sol d'assise-mur, si le critère régissant le sol d'assise est celui de Tresca. L'interface remblai-sol d'assise est une interface collée, la rupture aura donc lieu soit dans le sol d'assise soit dans le remblai.

L'ouvrage ayant une largeur infinie et compte tenu du chargement on peut étudier le problème en

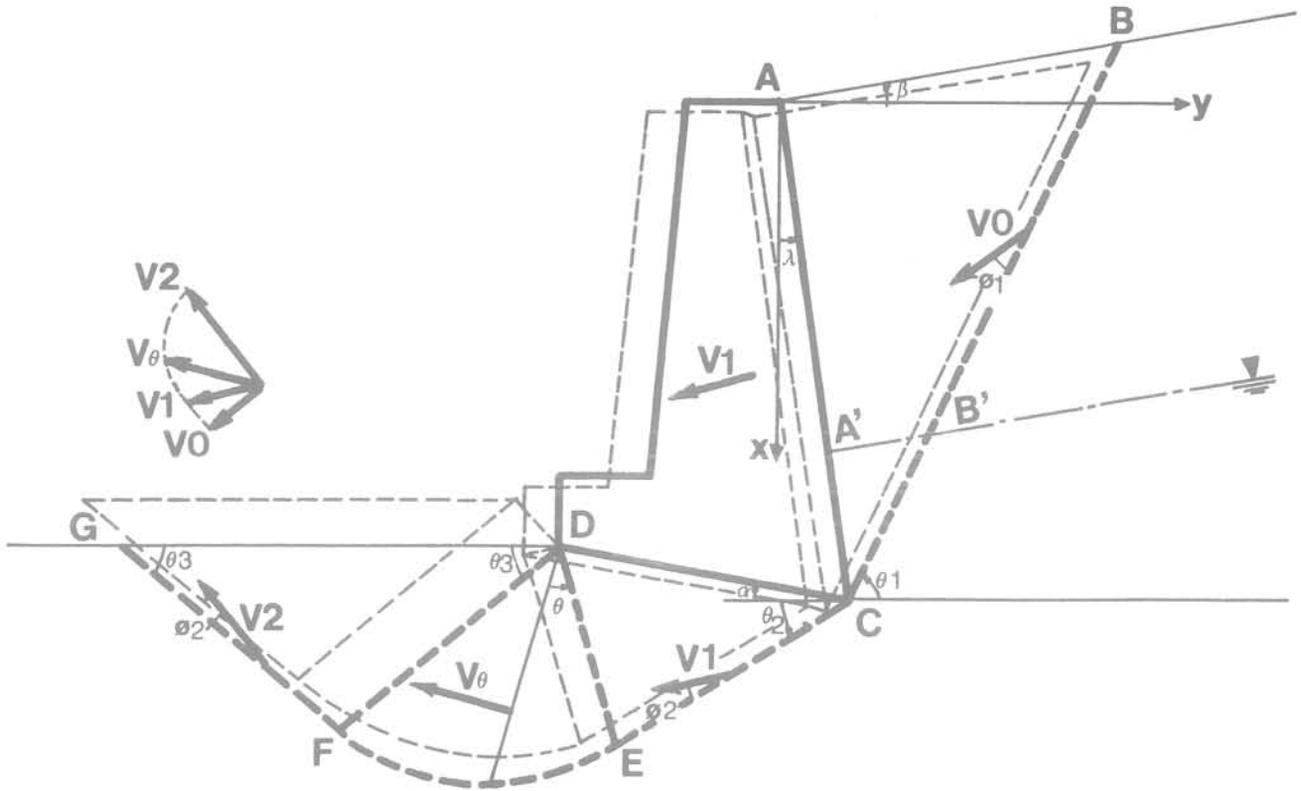


Fig. 6 Approche cinématique - Le mécanisme envisagé

déformation plane. L'expression des critères et des fonctions d'appui correspondantes est donnée dans Mommessin (1981).

3.2 Approche extérieure du convexe

3.2.1 Le mécanisme considéré

De nombreuses expériences réalisées à l'Université de Grenoble sur des modèles réduits de murs poids de formes diverses ont permis de constater qu'à la rupture il existe toujours un coin de sol solidaire de la base du mur (Martial - 1972). Aussi, envisageons-nous le mécanisme représenté sur la figure 6.

Le bloc ABC rigide se déplace en translation à une vitesse V_0 . Le mur ainsi que le coin rigide DCE, solidaire de sa base, se déplace en translation à une vitesse V_1 . Le bloc DEF, limité par l'arc de spirale logarithmique EF (angle ϕ'_2) se déforme, sa vitesse est $V_2 = V_1 \cdot \exp(\theta \cdot \tan \phi'_2)$. DFG est un bloc rigide qui se déplace en translation à la vitesse V_2 . V_0 est incliné de ϕ'_1 sur la ligne de discontinuité BC. La vitesse relative $V_1 - V_0$ le long de AC est inclinée de ϕ'_1 sur cette ligne. V_1 fait un angle ϕ'_2 avec CE. Il n'y a pas de glissement le long de DE et de DF.

EF étant un arc de spirale logarithmique d'angle ϕ'_2 , la vitesse le long de cette ligne, perpendiculaire au rayon vecteur est inclinée de ϕ'_2 sur la discontinuité. V_2 fait un angle ϕ'_2 avec FG.

On a : angle (CK, CB) = θ_1
 angle (CD, CE) = $\theta_2 - \alpha$
 (DG, DF) = (GF, GD) = $\theta_3 = \pi/4 - \phi'_2/2$ (coin en butée).

Afin d'assurer la continuité des lignes de glissement en E et F, et de ce fait le non-glissement le long de DE et DF, on est conduit à prendre

$$(EC, ED) = \pi/2 - \phi'_2, \quad (FD, FG) = \pi/2 + \phi'_2.$$

Le champ de vitesses de déformation \underline{d} , dérivant du champ de vitesses de déplacement décrit ci-dessus est cinématiquement admissible. De plus, il conduit à une valeur finie de la puissance dissipable.

Le détail des calculs de la puissance dissipable et de la puissance des forces extérieures est donné dans Mommessin (1981).

3.2.2 Déroulement pratique du calcul

Soit F l'accroissement ultime de charge dans la direction de charge \underline{A} (vecteur de composantes $a_B, a_{S_1}, a_{S_2}, a_{S_1'}, a_w, a_{P_1}, a_{P_2}$), associé au chargement \underline{Q} ($Q_B, Q_{S_1}, Q_{S_2}, Q_{S_1'}, Q_{P_1}, Q_{P_2}$) donné. Quel que soit la valeur des angles θ_1 et θ_2 , l'expression :

$$[(P(\underline{d}) - Q \cdot \underline{q}) / (A \cdot \underline{q})] / A \cdot \underline{q} > 0 = F^+(\theta_1, \theta_2) \quad (10)$$

est un majorant de F.

La minimisation de F^+ , fonction des deux variables θ_1 et θ_2 , fournit le plus petit majorant de F que l'on puisse obtenir avec le mécanisme considéré. On obtient ainsi une valeur par excès de F et une approche par l'extérieur du convexe des chargements potentiellement supportables par l'ouvrage.

3.3 Comparaison - approche cinématique et statique du convexe

Dans le cas de l'ouvrage à géométrie simple repré-

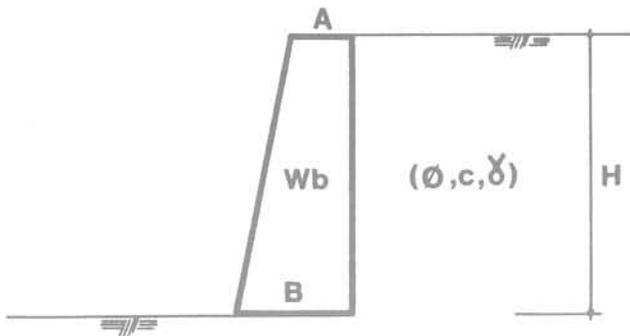


Fig. 7 L'ouvrage simple étudié (comparaison approches statique et cinématique)

senté sur la figure 7, l'approche extérieure obtenue a été comparée à une approche statique de la frontière du convexe obtenue au moyen du programme statique éléments finis de Pastor (1978) et du maillage ci-dessous (fig. 8) [discrétisation du sol en 92 triangles et 16 zones de prolongement du champ de contraintes].

La figure 9 représente les approches de la frontière du convexe des chargements potentiellement supportables ainsi déterminées pour $\phi = 10^\circ$ et $\phi = 20^\circ$. On constate que l'approche cinématique proposée, malgré la simplicité des hypothèses prises en compte (mur en translation, coin rigide dans le remblai) fournit des résultats corrects, compte tenu de l'incertitude sur les caractéristiques mécaniques des matériaux couramment utilisés en géotechnique (ϕ est rarement connue avec une précision supérieure à 2 degrés).

3.4 Comparaison avec les méthodes classiques de calcul des murs poids

3.4.1 Les méthodes classiques

On peut distinguer deux types de méthodes classiques de calcul des murs de soutènement : la méthode des trois coefficients de sécurité (sécurité au renversement, sécurité au glissement, sécurité au poinçonnement), et la méthode de la charge inclinée excentrée développée par Tran-Vo-Nhiem (1971). Ces méthodes étudient séparément l'action du remblai sur le mur et la réaction du sol de fondation. Or, on ne peut résoudre le problème de la stabilité d'un mur de soutènement en dissociant ces deux problèmes qui sont en réalité dépendants l'un de l'autre.

D'autre part, ces méthodes font intervenir simultanément des considérations d'ordre statique (contraintes admissibles par exemple) et pseudo-cinématique (étude de trois modes de rupture possibles par exemple), ce qui leur fait perdre toute signification du point de vue mécanique.

3.4.2 Comparaison des méthodes classiques avec l'approche cinématique

Dans le cas du mur poids précédent (fig. 7), nous avons comparé les méthodes classiques de calcul (méthode des trois coefficients, méthode de la charge inclinée excentrée) à l'approche extérieure du convexe des chargements potentiellement supportables par l'ouvrage.

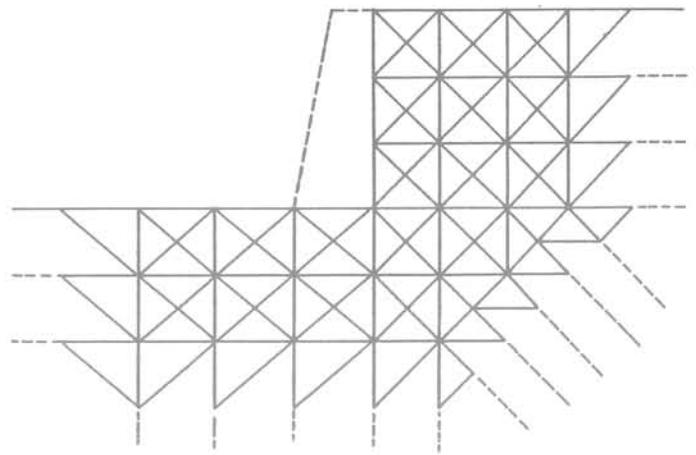


Fig. 8 Le maillage statique

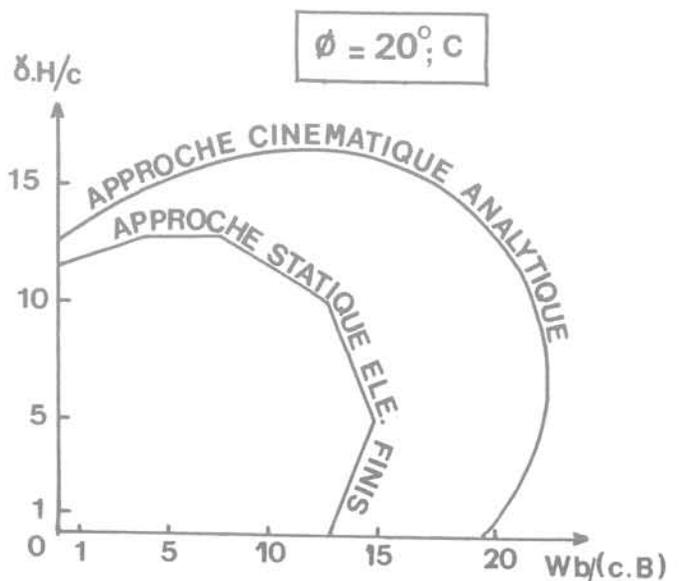
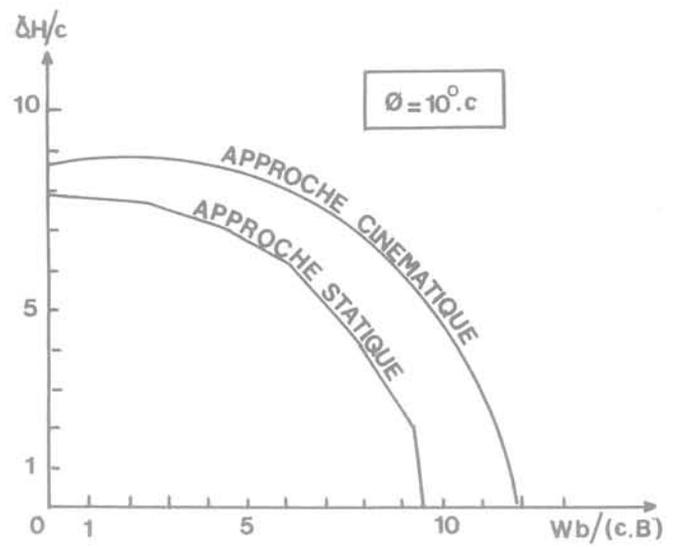


Fig. 9 Comparaison des approches statiques et cinématiques ($\phi = 10^\circ$ et 20° , $A/H = 0,2$, $B/H = 0,4$)

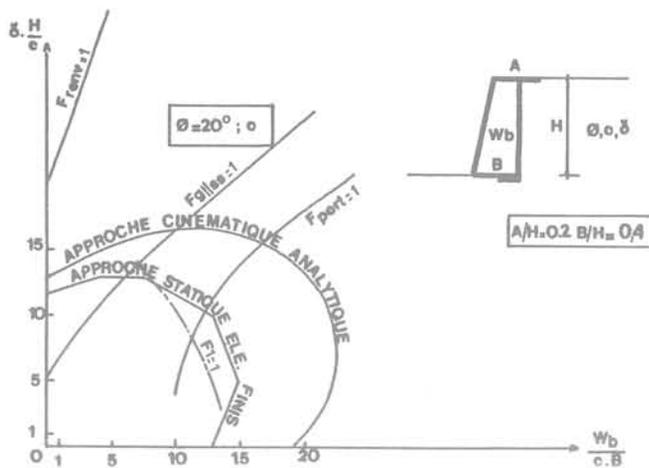


Fig. 10 Comparaison des méthodes classiques avec l'approche cinématique

La poussée qui s'exerce sur le mur est calculée à partir de la méthode de superposition au moyen des tables de Caquot-Kerisel et Absi (1973), pour un angle d'inclinaison des contraintes $\delta = \phi$. On recherche les chargements conduisant à des coefficients de sécurité égaux ou supérieurs à l'unité. On détermine un domaine (S) [méthode des trois coefficients] ou (S') [méthode de la charge inclinée excentrée] à l'intérieur duquel la méthode conclut à la stabilité du mur (fig. 10).

La méthode des trois coefficients conduit à déterminer un domaine (S) de chargement pour lequel le mur est supposé être stable; or, on peut constater (fig. 10) qu'une partie de (S) est au-delà du convexe défini par l'approche cinématique. Il existe donc des chargements pour lesquels la méthode des trois coefficients conduit à considérer le mur comme stable, alors que l'on peut affirmer qu'il est instable : il ne saurait régner dans le sol un champ de contraintes respectant les conditions aux limites et les critères de résistance des matériaux et des interfaces et équilibrant de tels chargements. On constate d'autre part que le coefficient de sécurité au renversement conduit à des « chargements limites » ($F_{renv} = 1$), très éloignés de la frontière du convexe, et donc pour lesquels la rupture est certaine; ce coefficient est donc mal adapté au calcul des murs. Les valeurs des coefficients de sécurité généralement adoptées par cette méthode servent donc plus à traduire une méconnaissance du phénomène réel qu'une réelle sécurité vis-à-vis de la ruine de l'ouvrage.

La méthode de la charge inclinée excentrée conduit à déterminer une frontière en deçà de l'approche cinématique du convexe des chargements potentiellement supportables. On ne peut donc rien en conclure quant à la validité de la méthode.

3.5 Comparaison avec les expériences

Martial (1972) a réalisé en laboratoire des essais de stabilité de modèles réduits de murs poids de soutènement, le sol étant simulé par un matériau analogue bidimensionnel constitué de petits rouleaux en duralumin (matériau de Scheebeli - 1957)

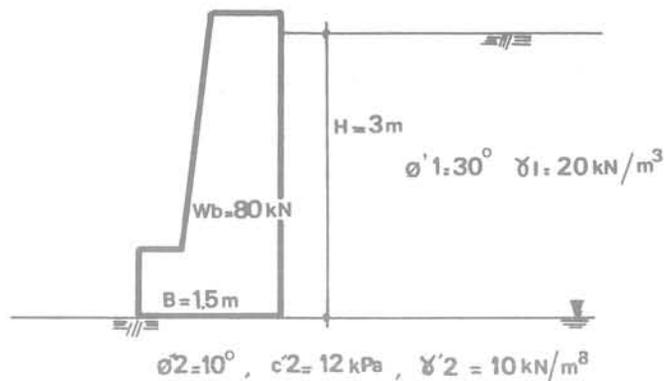


Fig. 11 Exemple d'utilisation des abaques

assimilable à un sol de Coulomb purement pulvérulent ($\phi = 26^\circ$, $C = 0$, $\gamma = 22.5 \text{ kN/m}^3$). En remblayant derrière le mur par couches successives de faible épaisseur, il détermine la hauteur H_r de remblai qui provoque la rupture du mur.

Martial recherche la forme optimale des murs poids. Dans ce but, il étudie un grand nombre de murs de formes très différentes. Ces travaux l'ont amené à conclure que les murs les plus stables (à poids égal) sont ceux présentant une excentricité de la résultante sur la base du mur positive (le point de passage de la résultante est alors situé entre le remblai amont et l'axe de la fondation). La rupture se produit alors par rotation du mur vers le remblai.

Les résultats des expériences à la rupture réalisées par Martial peuvent être comparés aux solutions obtenues par le calcul à la rupture, au moyen de l'approche cinématique décrite ci-dessus. On peut ainsi calculer un coefficient F tel que si F est supérieur à l'unité la rupture est certaine. On obtient comme valeur moyenne de F :

Excentricité de la résultante sur la base	Valeur moyenne de F
Positive	0,9
Négative	0,6

On constate donc que les murs pour lesquels l'excentricité de la résultante sur la base est positive conduisent à des valeurs de F proche de l'unité. Pour de tels murs, le mécanisme considéré semble donc bien adapté. Par contre, les murs pour lesquels l'excentricité est négative conduisent à une valeur faible de F par rapport à l'unité. Il semble alors qu'il faille s'orienter vers des mécanismes permettant la prise en compte de la rotation du mur.

4 Abaques de calcul

4.1 Principe

On recherche au moyen de l'approche cinématique décrite ci-dessus une valeur approchée des coefficients multiplicateurs de charge pour un trajet de

charge radial. On a alors :

$$K = F_1^+ = \text{Min} \left\{ \frac{P(\underline{d})}{(Q \cdot \underline{q}(U))} \mid \underline{d} \text{ C. A. : } \right. \\ \left. Q \cdot \underline{q}(U) > 0 \right\} \quad (11).$$

K peut se mettre sous la forme ($QS_1 \neq 0$) :

$$K = 1/QS_1 \cdot \text{Min} \left\{ \frac{P(\underline{d})}{(Q/QS_1 \cdot \underline{q}(U))} \mid \underline{d} \text{ C. A. : } \right. \\ \left. Q \cdot \underline{q}(U) > 0 \right\}. \quad (12)$$

Aussi, donnons-nous des valeurs de la fonction f :

$$f = K \cdot QS_1 = \text{Min} \left\{ \frac{P(\underline{d})}{(Q/QS_1 \cdot \underline{q}(U))} \mid \underline{d} \text{ C. A. : } \right. \\ \left. Q \cdot \underline{q}(U) > 0 \right\}. \quad (13)$$

f étant une fonction de $W_b/(\gamma_1 \cdot H \cdot B)$, γ_1/γ_2 , $p_1/(\gamma_1 \cdot H)$, $p_2/(\gamma_1 \cdot H)$, γ_w/γ_1 , ϕ_1' , ϕ_2' , C_1'/C_2' , B/H , H_w/H , α , β , λ . Pour se ramener au coefficient K, il suffit de diviser f par

$$QS_1 = \gamma_1 \cdot H / C_2'.$$

4.2 Exemple d'utilisation

Considérons le mur représenté sur la figure 11.

On a :

$$\alpha = 0, \quad \beta = 0, \quad \lambda = 0, \quad B/H = 0,5,$$

$$H_w/H = 0, \quad \gamma_1 \cdot H / C_2' = 5, \quad \gamma_2'/\gamma_1 = 0,5, \quad \phi_1' = 30^\circ,$$

$$\phi_2' = 10^\circ, \quad C_1'/C_2' = 0, \quad W_b/(\gamma_1 \cdot H \cdot B) = 0,89.$$

En se reportant aux abaques ci-dessous, on obtient $f = 5,7$, soit

$$K = f/(\gamma_1 \cdot H / C_2') = 1.14.$$

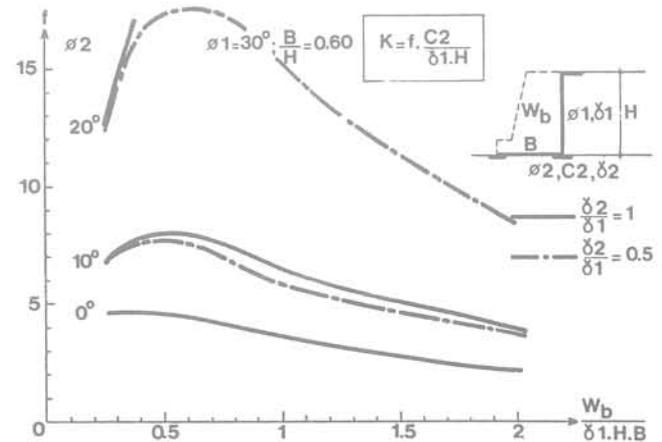
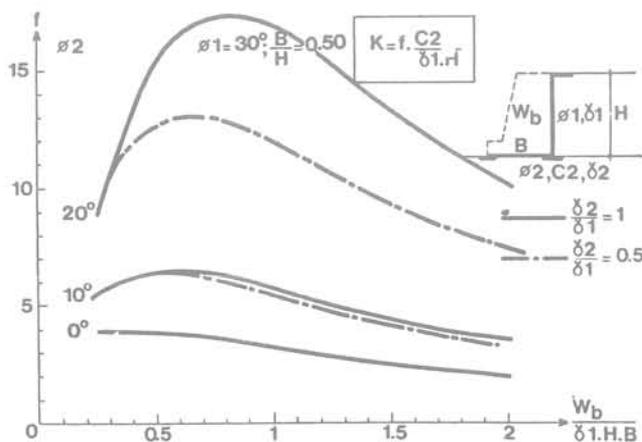
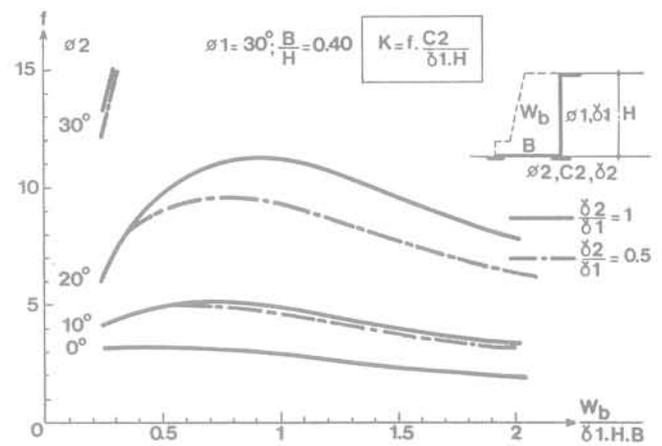
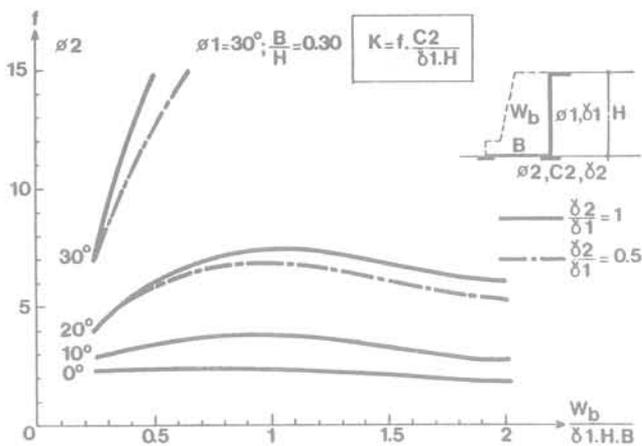
On peut donc affirmer que si la cohésion du sol d'assise diminue de $C_2' = 12$ kPa à $C_2' = 10.5$ kPa, le mur devient instable. De même, on peut voir, en se reportant à l'abaque correspondant à $\phi_1' = 30^\circ$, $\phi_2' = 0^\circ$, pour lequel $f = 3,4$ (soit $K = 0,7$), que si l'angle de frottement du sol d'assise a été surestimé, le mur devient instable.

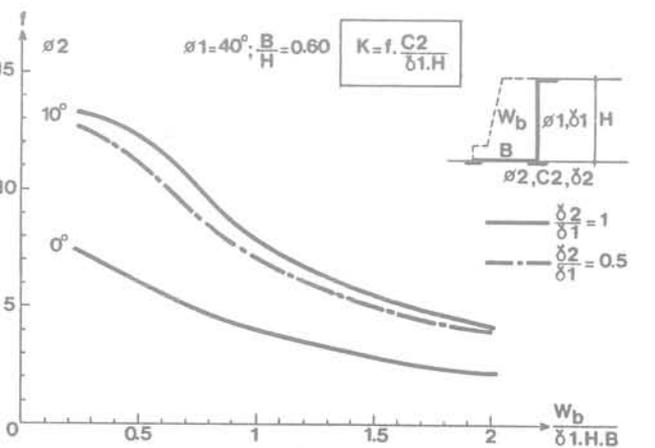
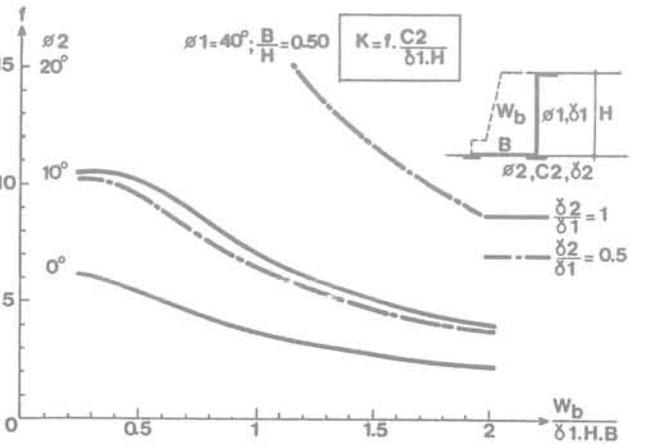
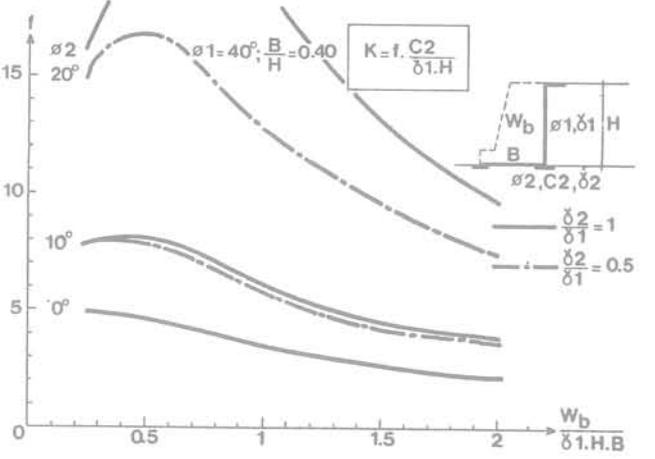
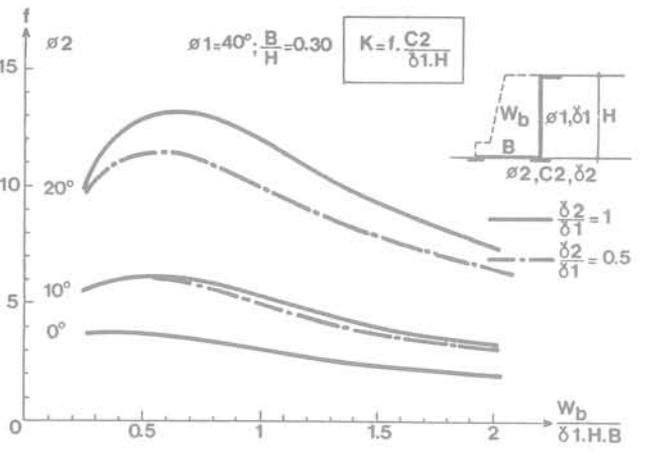
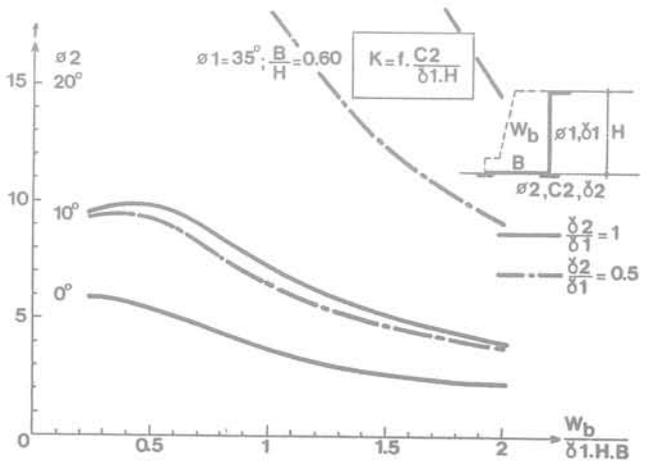
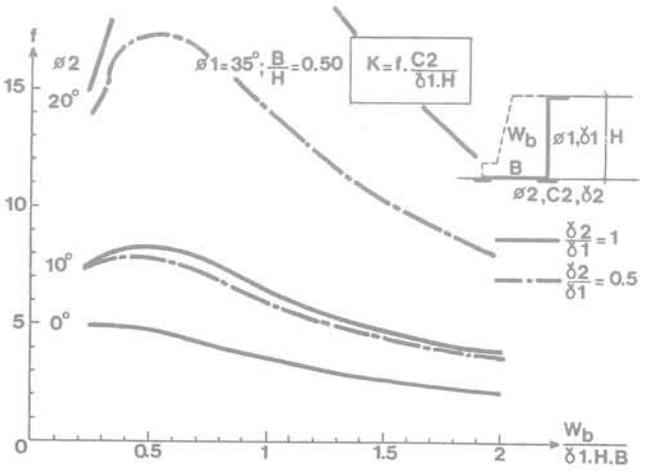
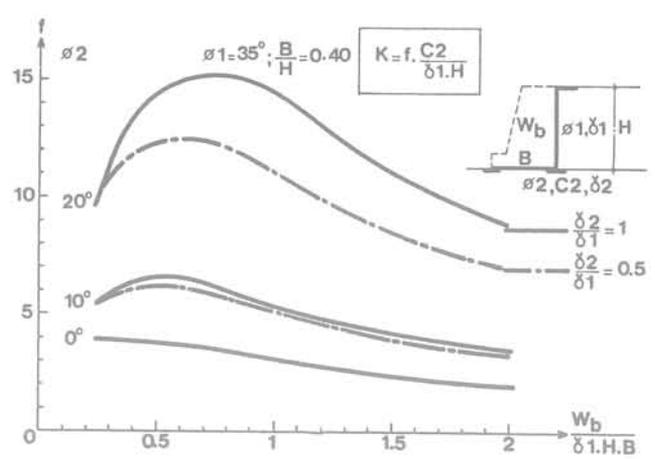
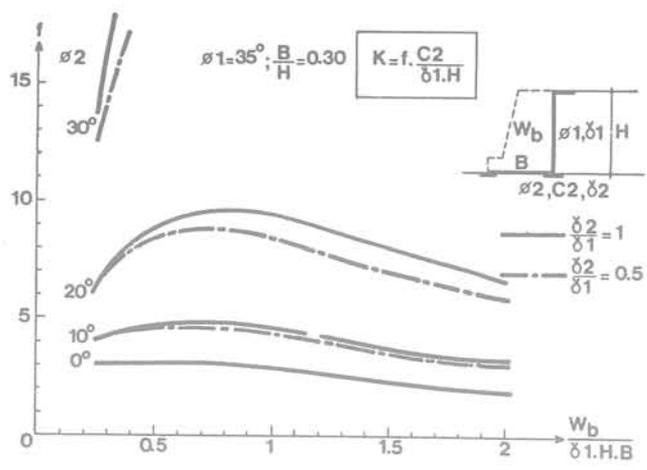
4.3 Abaques

Nous donnons ci-dessous des abaques dans le cas :

$$H_w = 0, \quad \alpha = 0, \quad \beta = 0, \quad \lambda = 0, \quad p_1 = 0, \quad p_2 = 0$$

et pour des valeurs de γ_1/γ_2' égales à 0,5 et 1, ϕ_1' compris entre 30° et 40° , ϕ_2' compris entre 0° et 30° . Dans des cas géométriques ou mécaniques plus complexes, ou si l'on désire étudier d'autres trajets de charge, le programme de calcul donné dans Mommessin (1981) permet d'obtenir la valeur minimale de K et des coefficients multiplicateurs de charge associés.





5 Conclusions

L'application du calcul à la rupture à l'étude de la stabilité des murs poids de soutènement permet une meilleure interprétation des méthodes classiques de calcul des murs : ces méthodes n'ont pas de signification mécanique claire et peuvent parfois conclure à la stabilité de l'ouvrage alors que l'on est dans le domaine de la ruine certaine.

Le mécanisme proposé fournit une approche cinématique simple du problème étudié. La comparaison avec les expériences sur modèle réduit de murs montre que cette approche fournit de bons résultats lorsque l'excentricité de la résultante sur la base du mur est positive.

La définition d'un accroissement ultime de charge pour lequel la rupture de l'ouvrage est certaine constitue une méthode rigoureuse de vérification de la stabilité des ouvrages; il permet d'autre part de connaître l'influence des divers paramètres de chargements sur la stabilité de l'ouvrage.

En ce qui concerne l'utilisation des résultats obtenus pour le calcul des murs de soutènement, il convient d'insister sur le fait que la méthode proposée ne peut constituer qu'une méthode de vérification : en l'absence d'hypothèses supplémentaires (loi de comportement) on ne peut jamais affirmer la stabilité de l'ouvrage. Seule sa rupture peut être déterminée de façon certaine.

Les auteurs tiennent à remercier Monsieur J. Pastor pour l'aide qu'il leur a apporté pour la formulation du problème du mur de soutènement sur le plan numérique et pour les modifications du programme statique qui en ont résulté.

Références bibliographiques

Caquot A., Kerisel J. et Absi E. (1973)
« Tables de poussée et de butée. » Gauthier-Villars - Paris.

Coussy O. (1978)
« Le calcul à la rupture dans la tenue des ouvrages en terre. » Thèse de Docteur-Ingénieur - Université de Paris VI.

Drucker D.C. (1953)
« Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems. »
Jnl. of the Mech. and Phys. of Sol., vol. 1, n° 4.

Martial G. (1972)
« Action des terres sur les ouvrages de soutènement. Stabilité des murs poids. »
Thèse de Docteur-Ingénieur - Université de Grenoble 1.

Mommessin M. (1981)
« Application du calcul à la rupture à l'étude de la stabilité des murs poids de soutènement. »
Thèse de Docteur-Ingénieur - Université de Grenoble 1.

Pastor J. (1978)
« Analyse limite : détermination numérique des solutions statiques complètes. Application au talus vertical. »
Journal de Mécanique Appliquée, vol. 2, n° 2, pp. 167-196.

Radenkovic (1961)
« Théorèmes limites pour un matériau de Coulomb à dilatation non standardisée. »
CR. AC. SC. Paris 252, pp. 4103-4104.

Salençon J. (1978)
« Calcul à la rupture et analyse limite. »
Cours E. N. P. C. - Paris.

Scheebeli (1957)
« Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions. »
4th I. C. S. M. F. E. - vol. II, pp. 228-232 - Londres.

Tran-Vo-Nhiem (1971)
« Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages. »
Thèse de Docteur-Ingénieur - Faculté des Sciences de Grenoble.

un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie

par

A. Mouratidis

J. P. Magnan

Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris

Introduction

Du fait de sa complexité, le comportement des sols fins a fait l'objet de programmes de recherche variés, qu'il s'agisse de tentatives purement théoriques, d'études menées en laboratoire, d'expériences en vraie grandeur ou encore d'approches semi-empiriques combinant de manière rationnelle théorie et réalité.

Durant les années soixante, le Groupe de Mécanique des Sols de l'Université de Cambridge a transformé en modèles mathématiques certaines des idées sur les lois « contraintes-déformations » du sol développées par différents chercheurs :

- le concept de surface d'état limite,
- la notion d'état critique,
- le concept d'état stable,
- le principe du travail maximal.

Fondés sur ces principes, les modèles de Cambridge, dont la caractéristique principale est l'introduction de l'« élastoplasticité avec écrouissage » comme loi de comportement du sol, proposent un nouveau mode d'analyse des problèmes concernant les argiles molles, largement suivi depuis par les mécaniciens des sols.

Au L.C.P.C., c'est le modèle Cam-Clay modifié, introduit dans le programme de calcul par éléments finis Rosalie, qui a servi en premier lieu d'outil pour les études rhéologiques sur les sols compressibles. Élaboré à partir de principes énergétiques relativement simples, ce modèle est capable de reproduire assez fidèlement le comportement des argiles remaniées isotropes et présente, en outre, l'avantage d'être facilement utilisable dans la mesure où sa modélisation ne nécessite que des paramètres de compressibilité déduits d'essais œdométriques et triaxiaux classiques. Cette expérience, qui a donné des résultats satisfaisants dans le cas du calcul du remblai B de Cubzac-les-Ponts (Dang et Magnan, 1977; Magnan et Belkeziz, 1982) a néanmoins laissé en suspens deux

points d'interrogation :

- la surface d'état limite du modèle Cam-Clay modifié, conçue pour les argiles isotropes normalement consolidées, est-elle convenable pour les sols anisotropes?
- la loi de normalité adoptée dans ce modèle comme loi d'écoulement est-elle valable pour les argiles naturelles?

Par ailleurs, la présentation par Tavenas et Leroueil (1977) des premiers résultats des expériences sur les argiles de la vallée du Saint-Laurent a mis en évidence certaines particularités du comportement mécanique des sols anisotropes qui les différencient sensiblement de l'argile isotrope du modèle Cam-Clay modifié. Dans la perspective de l'élaboration d'un modèle pour les sols compressibles, le L.C.P.C. a alors entrepris des travaux de recherche afin d'établir, à partir d'une base expérimentale, un outil mathématique capable de décrire les lois rhéologiques des argiles molles naturelles françaises. Ces travaux de recherche, entamés en 1977, ont comporté deux phases d'études en laboratoire :

- dans une première phase, les expériences ont principalement porté sur le comportement élastoplastique du sol, la définition de la surface d'état limite et la loi d'écoulement plastique (Shahanguian, 1980; Magnan et al., 1982c);
- dans la seconde phase, les essais ont été orientés sur la détermination des caractéristiques élastiques du sol et, en particulier, sur l'évaluation des cinq paramètres d'orthotropie de révolution qui caractérisent les argiles naturelles à l'état surconsolidé : E_h , E_v , ν_{hh} , ν_{vh} , G_{vh} (Piyal et Magnan, 1984).

BASE EXPÉRIMENTALE DU MODÈLE : SURFACE D'ÉTAT LIMITE ET LOI D'ÉCOULEMENT

Les études expérimentales qui ont conduit à la constitution du modèle Mélanie (Modèle Élastoplasti-

que ANisotrope avec Écrouissage) ont débuté à l'Université Laval de Québec sous la direction de F. Tavenas, dans le cadre des travaux de thèse de S. Leroueil (1977). Les résultats obtenus à l'Université Laval (Tavenas et Leroueil, 1977) étaient particulièrement intéressants et il a paru nécessaire de vérifier leur validité sur certaines argiles molles françaises.

En 1977, Shahanguian a entrepris au L.C.P.C. une étude rhéologique en laboratoire sur l'argile molle du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Cette étude a été menée avec deux objectifs :

- l'évaluation des paramètres de compressibilité du sol à partir d'essais œdométriques ainsi que la recherche d'une éventuelle influence du mode opératoire sur les valeurs des différents paramètres;
- l'analyse du comportement élastoplastique du sol et la définition de la surface d'état limite à l'aide d'essais triaxiaux.

La totalité des expériences ont été réalisées sur des éprouvettes prélevées dans le sol de fondation des remblais C et D de Cubzac-les-Ponts. Pour assurer la représentativité de toute l'analyse, un soin particulier a été pris pour le prélèvement du sol, de sorte que les échantillons appartenant à une même couche présentent une homogénéité de caractéristiques géotechniques et se trouvent tous au même état initial (e_0, σ'_{v0}).

La surface d'état limite du sol de la couche étudiée peut être déterminée à condition de connaître, d'une part, les paramètres de compressibilité et, notamment, les pentes λ et α de la courbe vierge isotrope et des courbes réversibles isotropes respectivement et, d'autre part, la courbe limite de l'état initial déduite des essais triaxiaux (Fig. 1).

Cette courbe d'état limite constitue un lieu géométrique des points du plan (s, t) sur lesquels s'effectue l'amorce de plastification du sol et a été obtenue, dans le cas des expériences du L.C.P.C., par différents types d'essais triaxiaux : essais de consolidation, de cisaillement, essais K_0 , essais de striction.

Les résultats des essais triaxiaux réalisés sur deux ensembles d'échantillons, prélevés à deux profondeurs différentes dans le sol de fondation du remblai C (4,5 m et 5,5 m), ont été analysés dans cette optique. Cette analyse, conduite en termes de contraintes effectives, comprend les étapes suivantes :

- Pour chaque palier de chargement, les contraintes effectives moyenne $s = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ et déviatorique $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ sont calculées, les axes Ox, Oy, Oz se confondant dans ce cas avec les axes des contraintes principales $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$, et σ'_2 étant égal à σ'_3 pour la totalité des essais triaxiaux.
- A partir de la déformation volumique $\Delta V/V$ et de la déformation axiale $\Delta h/h$ les déformations ϵ_1 et ϵ_2 sont évaluées ($\epsilon_2 = \epsilon_3$), ainsi que les quantités $dv = \epsilon_1 + \epsilon_2$ et $d\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_2$.
- Ces valeurs sont ensuite reportées pour tous les paliers de chargement sur des diagrammes (s, dv) et ($s, d\gamma$) d'où, par linéarisation appropriée des deux branches des courbes « contraintes-déformations », les points de passage à l'état plastique sont définis (Fig. 2). Les incréments de déformation plastique s'obtiennent en retranchant la déformation élastique de la déformation totale à l'état plastique suivant le graphique de la figure 2. Les incréments dv^P et $d\gamma^P$ ainsi déduits

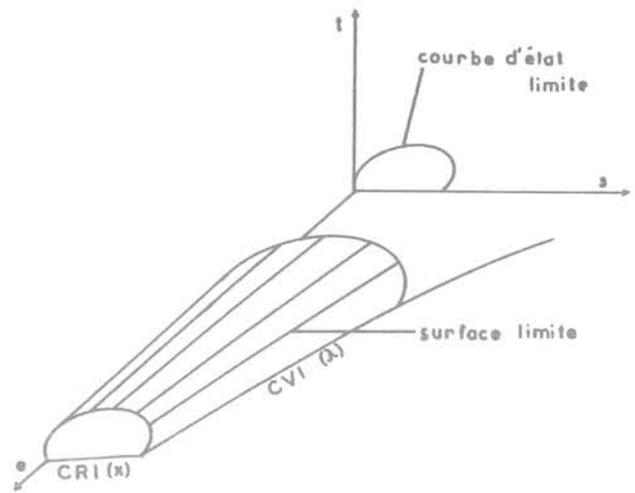


Fig. 1 Définition de la surface d'état limite

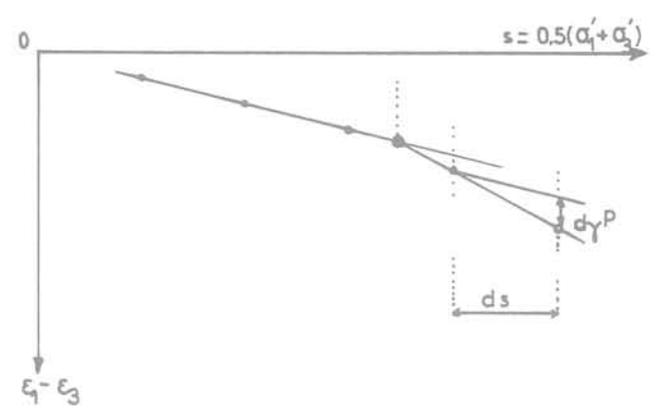
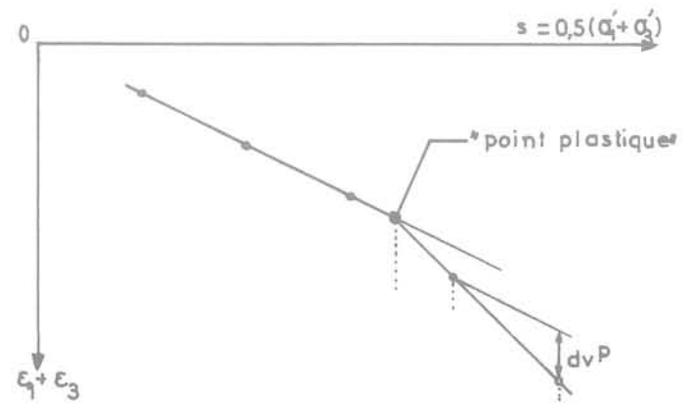


Fig. 2 Détermination des points «plastiques» et des incréments de déformation plastique

sont respectivement les composantes moyenne et déviatorique de la déformation plastique $d\epsilon^P$, à condition, évidemment, qu'ils soient calculés pour le même incrément de contrainte ds .

- Ce travail doit être effectué pour toutes les éprouvettes appartenant au même ensemble et ainsi, finalement, chaque essai définit un point « plastique », caractérisé par les valeurs $s, t, dv^P, d\gamma^P$.
- Ces points « plastiques », reportés sur un diagramme (s, t) unique pour chaque ensemble d'éprouvettes, forment la courbe d'état limite recherchée. Sur ces mêmes points, les valeurs correspondantes de dv^P et $d\gamma^P$, reportées suivant les axes Os et Ot respectivement, définissent les inclinaisons des vecteurs d'écoulement plastique.

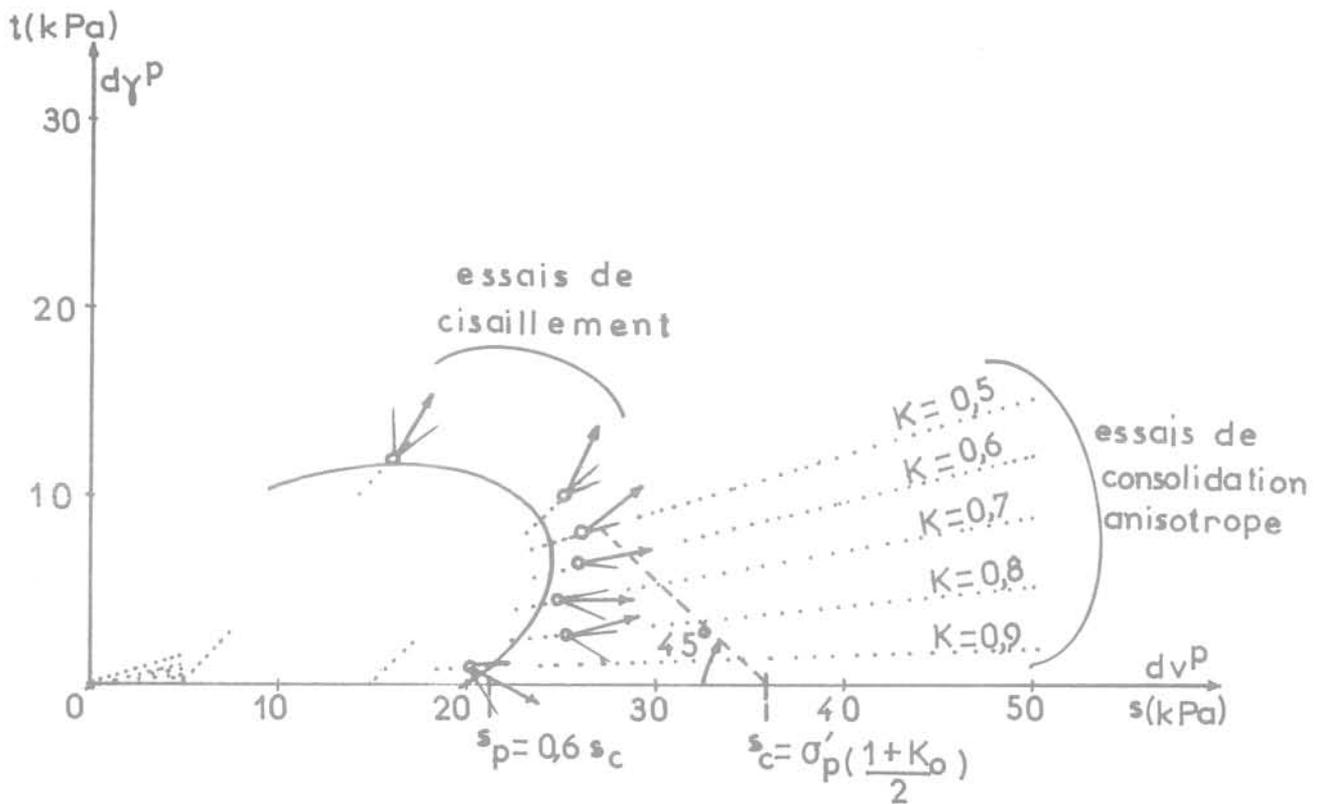


Fig. 3 Courbe d'état limite et vecteurs de déformation plastique (Remblai C, $z = 4,5$ m)

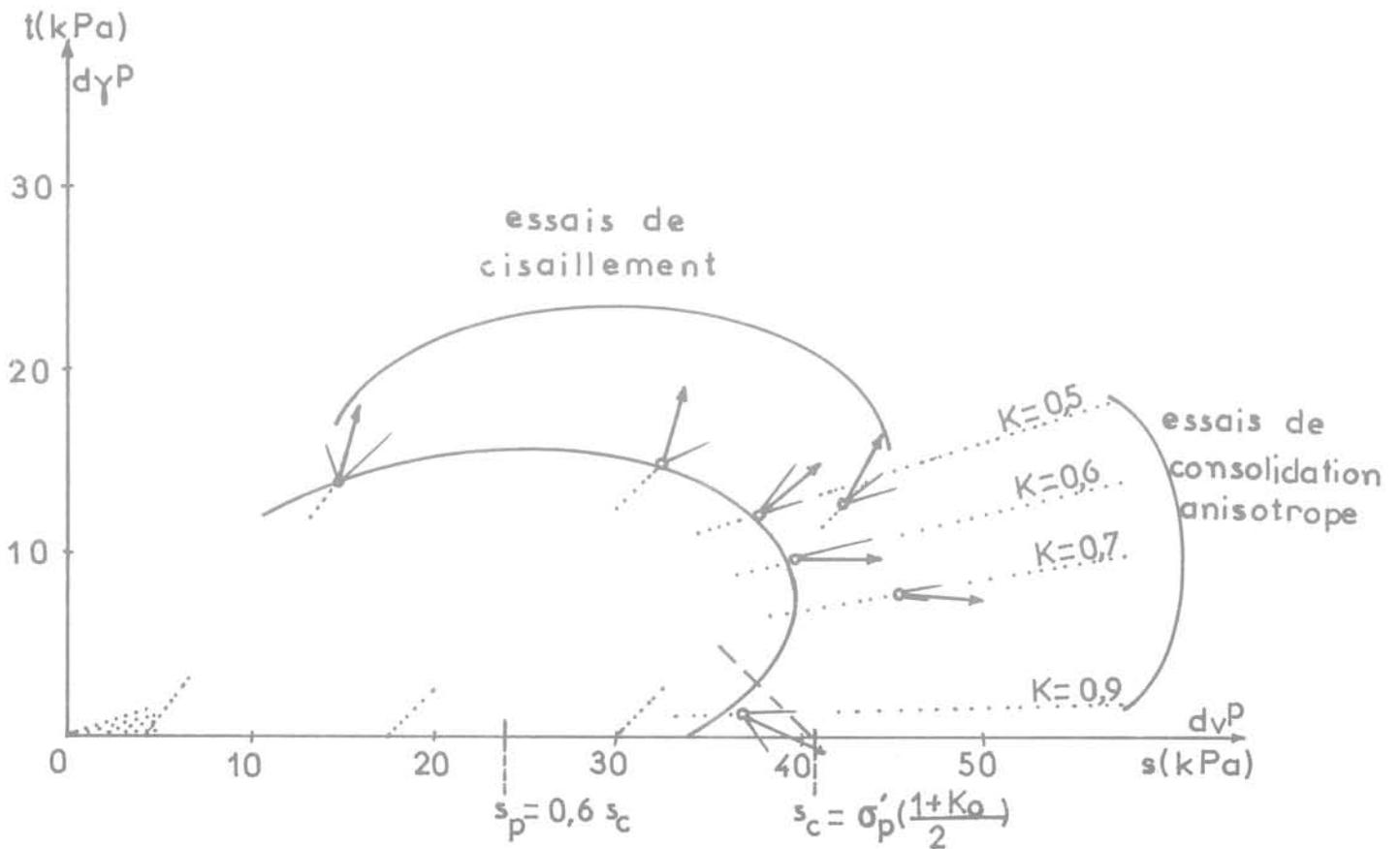


Fig. 4 Courbe d'état limite et vecteurs de déformation plastique (Remblai C, $z = 5,5$ m)

Les figures 3 et 4 montrent les courbes d'état limite déterminées de cette façon et les vecteurs de déformation plastique, pour les deux profondeurs du remblai C.

On peut constater que les principales hypothèses du modèle Ylight de Tavenas et Leroueil sont bien vérifiées par les résultats de ces expériences et en particulier :

- On peut admettre sans trop d'erreur que les courbes d'état limite sont de forme elliptique dans les deux cas. Il est clair que les ellipses ne sont pas centrées sur l'axe des contraintes isotropes, comme l'admet le modèle Cam-Clay modifié, mais sont nettement inclinées par rapport à cet axe. On peut, toutefois, supposer qu'elles passent par l'origine des coordonnées. La première ($z=4,5$ m) semble centrée sur l'axe $K=0,6$ tandis que la seconde ($z=5,5$ m) est centrée sur l'axe $K=0,5$. Les essais K_0 sur le sol de Cubzac ont montré que la valeur de K_0 est pratiquement égale à 0,5 et, par conséquent, l'hypothèse que la courbe d'état limite est une ellipse dont le grand axe est situé sur l'axe d'anisotropie K_0 semble bien confirmée.

- En ce qui concerne les dimensions de l'ellipse, Ylight suppose que celle-ci passe par deux points distincts : a) le point d'intersection de l'axe K_0 avec la droite qui passe par le point $s_c = \sigma'_p \left(\frac{1+K_0}{2} \right)$

sur l'axe des contraintes isotropes et est inclinée de 45° par rapport à cet axe et b) le point « plastique » qui correspond à l'essai isotrope défini par la relation expérimentale $s_p = 0,6s_c$. Ces observations expérimentales sont fort bien vérifiées sur la seconde courbe d'état limite où la concordance est quasi parfaite et moins bien sur la première où l'étendue du domaine élastique est plus grande que celle que l'on peut déduire de la valeur de σ'_p . Pour le modèle Mélanie, l'expression mathématique du critère de plasticité a été établie en supposant que l'ellipse passe par trois points : les deux points ci-dessus et l'origine des coordonnées.

- La loi d'écoulement, décrite par les vecteurs de déformation plastique, ne semble pas correspondre à la loi de normalité. La plupart des vecteurs sont situés entre la normale à la courbe au point « plastique » et la droite qui passe par le point et l'origine des coordonnées, ce qui, dans la modélisation, a été traduit par la « règle de la bissectrice » selon laquelle le vecteur de^p est situé sur la bissectrice de l'angle formé par la normale et le rayon.

Ces constatations sur la forme, les dimensions et l'orientation de la courbe d'état limite, d'une part, et le caractère de la loi d'écoulement plastique, d'autre part, sont à l'origine du modèle Mélanie.

LES ÉQUATIONS DU MODÈLE MÉLANIE

La formulation mathématique du modèle est fondée sur les résultats expérimentaux décrits dans le paragraphe précédent et développés en termes d'équations suivant l'approche adoptée pour les modèles de Cambridge. La surface d'état limite dans l'espace (s, t, e) est définie d'une part par la courbe d'état limite dans l'espace des contraintes (s, t) et d'autre part par la courbe de compressibilité isotrope sur le diagramme classique $(e, \ln s)$ (Fig. 5).

L'équation de l'ellipse de la courbe d'état limite est la suivante :

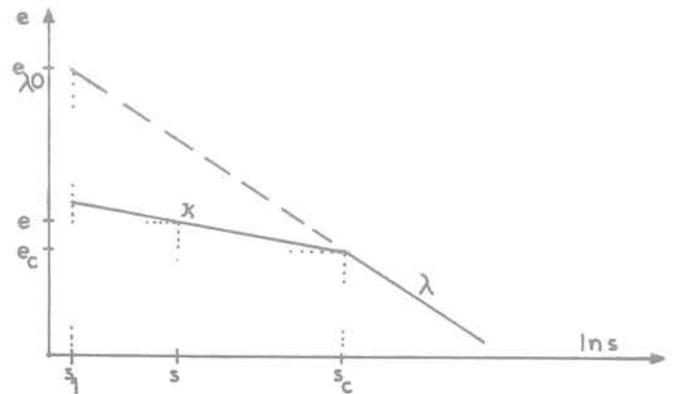
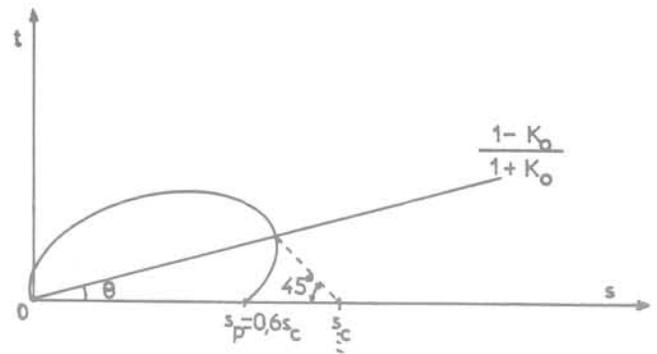


Fig. 5 Courbe d'état limite et courbe œdométrique

$$A^2 \left[s \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s_p}{AC} \right]^2 + B^2 \left[t \cos \theta - s \sin \theta \right]^2 - \frac{s_p^2}{C^2} = 0$$

avec

$$A = 2(\cos \theta + \sin \theta)$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta}{C \sin^2 \theta} \left[\frac{2}{A} - C \cos \theta \right]$$

$$C = 0,6$$

$$s_p = Cs_c$$

La valeur de s_c est définie à partir de l'équation de la courbe vierge et de celle des courbes réversibles :

$$e_{\lambda_0} - e_c = \lambda \ln \left(\frac{s_c}{s_1} \right),$$

$$e - e_c = x \ln \left(\frac{s_c}{s_1} \right),$$

qui conduisent à l'expression :

$$s_c = s_1 \exp \left(\frac{e_{\lambda_0} - e}{\lambda - x} \right) \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\frac{\lambda - x}{\lambda}}$$

Par conséquent, l'équation de la surface d'état limite peut s'écrire :

$$A^2 \left[s \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s_1}{A} \exp \left(\frac{e_{\lambda_0} - e}{\lambda - x} \right) \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\frac{\lambda - x}{\lambda}} \right]^2 + B^2 \left[t \cos \theta - s \sin \theta \right]^2 - \left[s_1 \exp \left(\frac{e_{\lambda_0} - e}{\lambda - x} \right) \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\frac{\lambda - x}{\lambda}} \right]^2 = 0$$

On peut constater que cette formulation repose, en plus des observations expérimentales déjà prises en considération, sur une hypothèse complémentaire : on admet que le rapport entre la contrainte de préconsolidation isotrope s_p et la contrainte moyenne de préconsolidation de l'œdomètre s_c est constant et

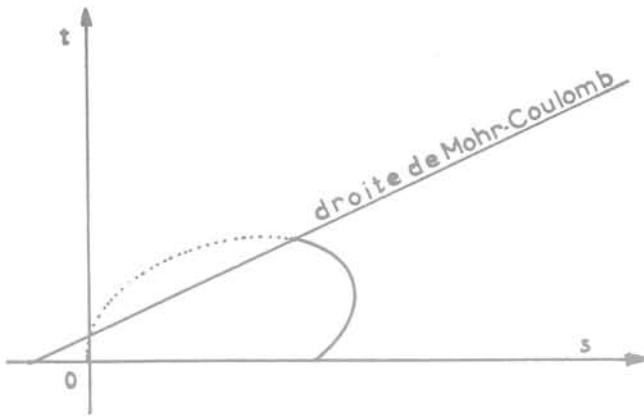


Fig. 6 Couplage avec le critère de Mohr-Coulomb

égal à 0,6. Cette approche permet, en pratique, d'exprimer toutes les équations du modèle élastoplastique en termes de paramètres déduits uniquement de l'essai œdométrique, largement répandu et plus courant que l'essai de consolidation isotrope.

Dans le cas des calculs élastoplastiques, le point d'état, qui caractérise à chaque instant l'état des contraintes dans le sol, peut, momentanément, se trouver dans un domaine fictif en dehors de la surface d'état limite. On se sert, alors, de contraintes de correction, qui servent à ramener le point d'état sur la surface de charge tout en respectant l'équilibre du système. L'expression de ces contraintes de correction $\Delta\sigma_0$ constitue une caractéristique propre de chaque modèle et un élément indispensable pour le traitement élastoplastique. Dans le cas présent, elles sont calculées suivant la méthode des contraintes initiales sur la base d'une loi d'écoulement non associée :

$$d\epsilon^P = d\lambda \cdot G_r$$

avec :

$d\epsilon^P$: incrément de déformation plastique,

$d\lambda$: scalaire,

G_r : vecteur situé dans le cas de Mélanie sur la bissectrice du vecteur normal et du rayon.

L'expression des contraintes de correction devient :

$$\Delta\sigma_0 = \frac{-F(\sigma, k)}{B + F_r^T E G_r} \cdot E \cdot G_r$$

avec :

$F(\sigma, k)$: fonction de charge, k étant le paramètre d'écrouissage, choisi pour Mélanie égal à s_p ,

E : matrice d'élasticité,

F_r : vecteur normal à la surface F ,

G_r : vecteur « bissecteur »,

B : terme d'écrouissage.

Ce critère élastoplastique avec écrouissage a été couplé avec le critère de plasticité parfaite de Mohr-Coulomb dont la fonction de charge est :

$$f = t - s \sin \varphi - c \cos \varphi$$

et pour lequel la loi de normalité est supposée valable (Fig. 6).

Sous sa forme actuelle, le modèle Mélanie prévoit, outre la possibilité de combiner les deux critères, l'utilisation de chacun séparément. Cette dernière alternative peut être réalisée à condition qu'une seule fonction de charge intervienne dans les calculs,

l'autre s'éloignant suffisamment pour que son effet s'annule. Ceci peut être effectué en attribuant, afin de ne se servir que de l'ellipse, une très forte valeur à la cohésion c et, dans le cas contraire, une grande valeur fictive à s_c ou e_{λ_0} , de sorte que l'ellipse disparaisse et seule la droite de Coulomb constitue le critère de plasticité.

A l'intérieur de la surface d'état limite le comportement du sol est supposé élastique linéaire. L'élasticité anisotrope, dans le cas présent, est une élasticité orthotrope à symétrie de révolution. Les relations contraintes-déformations sont exprimées en fonction de cinq paramètres indépendants :

E_h : module d'Young dans le sens horizontal,

E_v : module d'Young dans le sens vertical,

ν_{hh} : coefficient de Poisson dans la direction horizontale sous contrainte horizontale,

ν_{vh} : coefficient de Poisson dans la direction verticale sous contrainte horizontale,

G_{vh} : module de cisaillement dans le plan vertical.

Dans le cas des problèmes de déformation plane ($\epsilon_x = \epsilon_{xz} = \epsilon_{yz} = 0$), la matrice d'élasticité E permettant de calculer les contraintes ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}$) à partir des déformations ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_{xy}$) s'écrit :

$$E = \begin{bmatrix} \frac{E_h(1 - n\nu_{vh}^2)}{(1 + \nu_{hh})(1 - \nu_{hh} - 2n\nu_{vh}^2)} & \frac{E_h\nu_{vh}}{1 - \nu_{hh} - 2n\nu_{vh}^2} & 0 \\ \frac{E_h\nu_{vh}}{1 - \nu_{hh} - 2n\nu_{vh}^2} & \frac{E_v(1 - \nu_{hh})}{1 - \nu_{hh} - 2n\nu_{vh}^2} & 0 \\ 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix}$$

avec $n = E_h/E_v$.

Les premiers calculs utilisant le modèle Mélanie, qui portaient sur les remblais expérimentaux de Cubzacles-Ponts, ont été réalisés à une époque (1981) où l'on ne disposait pas de valeurs expérimentales de ces paramètres d'élasticité, puisque la seconde phase des expériences entreprises par le L.C.P.C., qui comprenait les essais triaxiaux, n'avait pas encore donné de résultats. Il a fallu, donc, se fier uniquement aux essais œdométriques déjà réalisés, à la littérature spécialisée, ainsi qu'à des relations entre ces caractéristiques qui résultent d'études qualitatives sur le comportement réel des remblais sur sols compressibles. Ces dernières ont dicté le choix des coefficients de Poisson $\nu_{hh} = \nu_{vh} = 9,4$, de façon à ce que le rapport entre le déplacement maximal sous le pied du talus et le tassement sur l'axe de symétrie du remblai varie entre 0,15 et 0,20. La relation $E_h = 0,5E_v$, valable pour les argiles légèrement surconsolidées, a conduit à l'évaluation des modules d'Young à partir des courbes œdométriques et G_v a été pris égal à $0,35E_v$.

Les travaux de Piyal et Magnan (1984) ont conduit à des valeurs un peu différentes de ces paramètres :

$$\begin{aligned} E_h &= 0,62E_v \\ G_{vh} &= 0,45E_v \\ \nu_{hh} &= 0,10 \\ \nu_{vh} &= 0,25. \end{aligned}$$

Ces résultats, obtenus au moyen d'essais triaxiaux drainés sur éprouvettes verticale, horizontale et inclinée à 45° , ne permettent pas de conclure que des relations analogues existent dans tous les massifs d'argiles molles. Il faut indiquer d'autre part que l'interprétation des essais nécessaires à la détermination des cinq paramètres d'élasticité orthotrope de révolution est complexe et que les valeurs obtenues sont relativement dispersées. Néanmoins, l'approche adoptée est actuellement la seule possible.

Remblai A

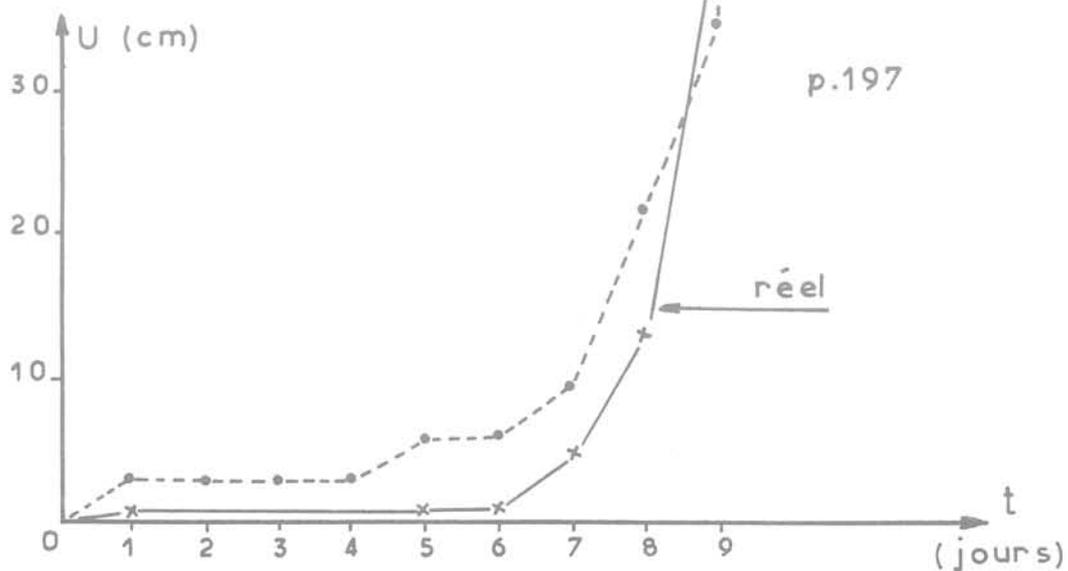
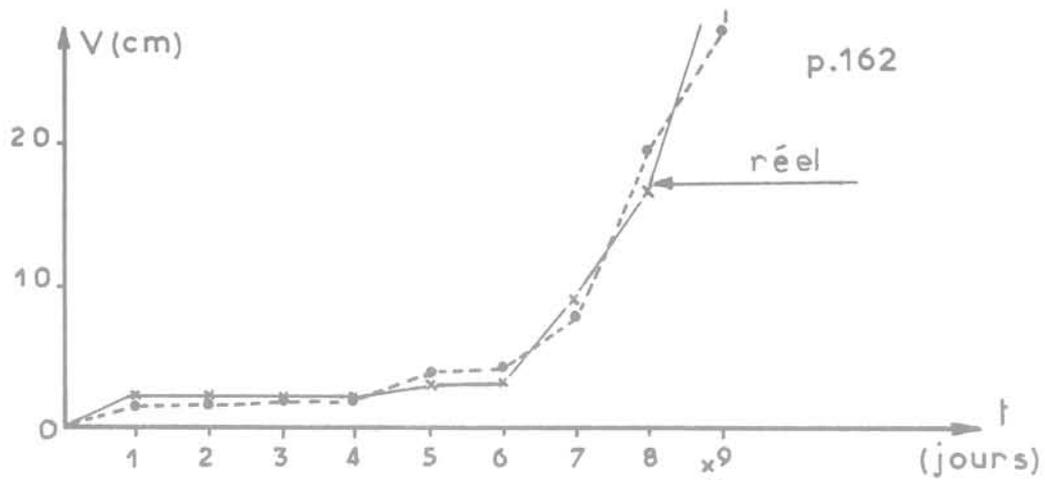
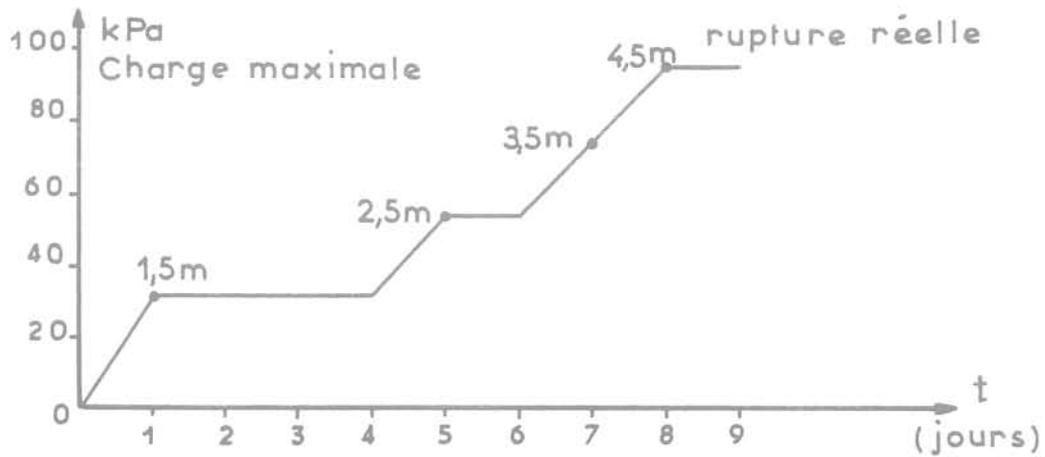
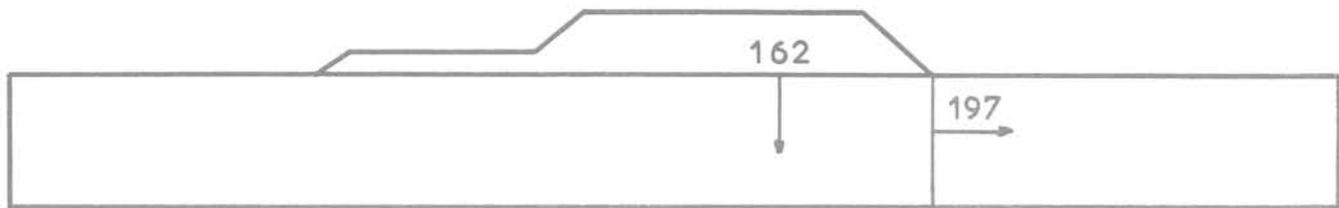


Fig. 7 Remblai A de Cubzac-les-Ponts. Déplacements calculés et observés de deux points du sol de fondation (points n° 162 et 197 du maillage)

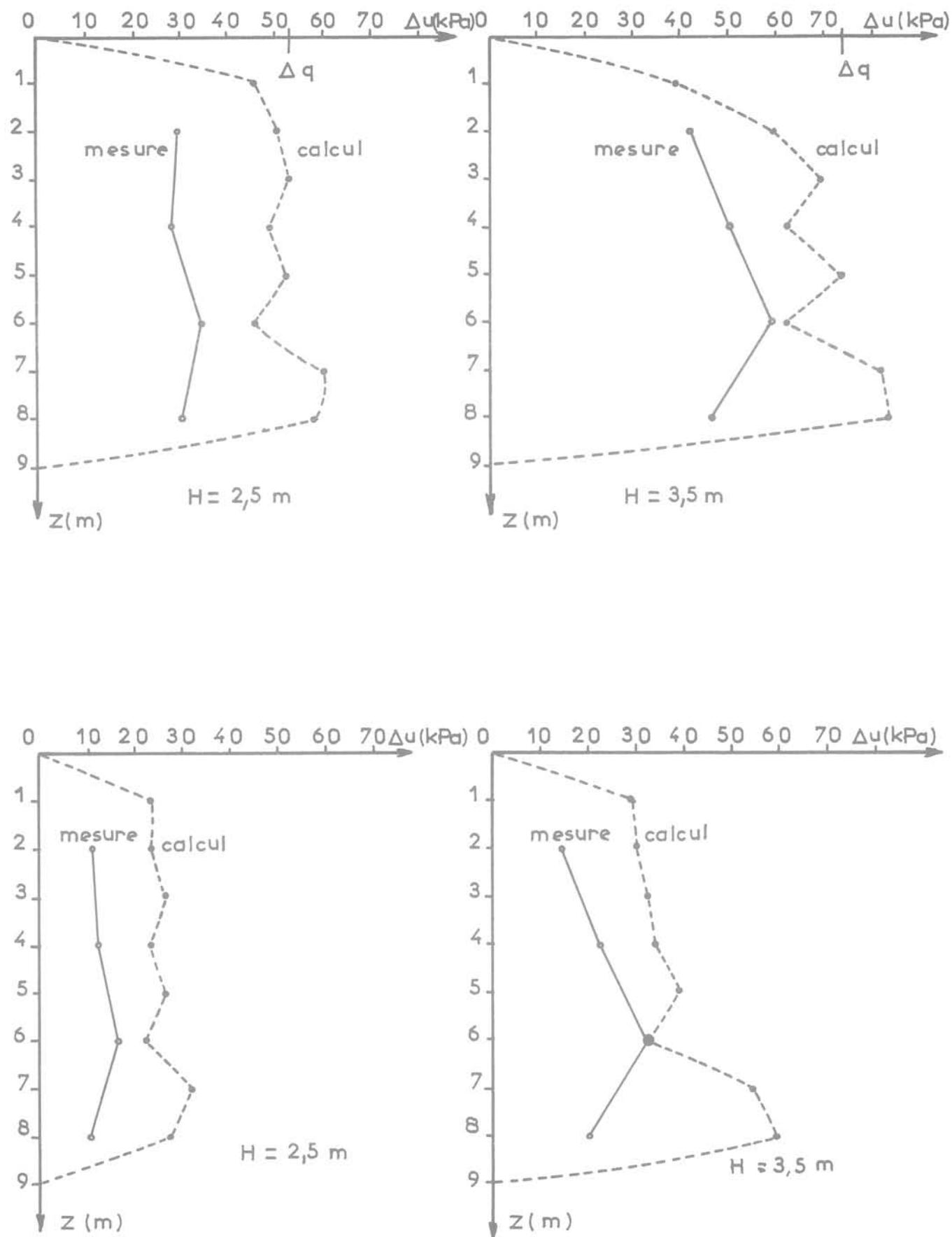


Fig. 8 Remblai A de Cubzac-les-Ponts. Comparaison des surpressions interstitielles calculées et observées sous l'axe du remblai en cours de construction

S'il se confirme qu'il existe entre E_h , E_v , G_{vh} , ν_{hh} et ν_{vh} des relations générales indépendantes du sol testé, la procédure de détermination des paramètres pourra toutefois être simplifiée et à la limite ne plus nécessiter que la mesure du module œdométrique.

EXEMPLE D'APPLICATION

Le modèle Mélanie, tel qu'il a été décrit dans les paragraphes précédents, a été incorporé dans le programme de calcul par éléments finis Rosalie du L.C.P.C. On a pu, ainsi, effectuer des calculs des remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts et comparer les résultats avec les mesures en place. Deux de ces applications, le calcul du remblai A et celui du remblai B, ont déjà été publiées (Magnan et al., 1982a, 1982b). Le calcul du remblai A est présenté ci-après dans ses grandes lignes.

Le remblai A, construit en 1974, a été amené jusqu'à la rupture, à une hauteur de 4,5 m. L'argile du site expérimental, qui sert de fondation aux remblais, est assez homogène. Il s'agit d'une vase organique, fortement compressible, légèrement surconsolidée et très plastique, dont l'épaisseur varie entre 9 et 9,5 mètres. L'identification géotechnique du sol, réalisée à partir d'essais en place (essais au pénétromètre, au scissomètre, mesure de perméabilité) et d'essais en laboratoire (essais œdométriques, triaxiaux, mesure de K_o) a servi de base pour le choix des paramètres introduits dans les calculs.

Le maillage utilisé est constitué de 76 éléments quadrilatères répartis en 8 couches suivant l'hétérogénéité du sol. La loi de chargement adoptée pour le calcul suit fidèlement le calendrier de construction et comporte 9 pas de temps de 1 jour chacun. En réalité, la charge finale est atteinte le 8^e jour et la rupture a eu lieu quatre heures après son application. Le comportement calculé du sol dépend des éléments suivants :

- l'état initial, caractérisé par le poids volumique et le coefficient de poussée des terres au repos ;
- la perméabilité anisotrope, définie par les deux coefficients de perméabilité k_h et k_v ;
- l'élasticité orthotrope de révolution, dont les paramètres ont été déterminés suivant la méthode exposée au paragraphe précédent ;
- l'élastoplasticité avec écrouissage, représentée par l'équation de la surface limite de l'ellipse, pour l'argile de fondation ;
- la plasticité parfaite, représentée par l'équation de la droite de Mohr-Coulomb, pour le sable du remblai.

Les résultats du calcul, déplacements horizontaux et verticaux et suppressions interstitielles, ont ensuite été confrontés aux valeurs mesurées en place. Ainsi, la figure 7 montre l'évolution théorique et réelle des déplacements de deux points du massif de fondation. Sur la figure 8, les valeurs calculées et mesurées des suppressions interstitielles pour deux hauteurs différentes de la plate-forme ($H=2,5$ m et $H=3,5$ m) sur l'axe de symétrie et sous le pied du talus du remblai sont présentées. Dans les deux cas, on peut constater la bonne concordance des valeurs théoriques et

réelles. Le bon fonctionnement du modèle Mélanie a pu être ainsi vérifié dans ce cas d'application, qui présente, outre les difficultés des problèmes classiques de consolidation, les particularités d'une expérience de rupture.

références bibliographiques

- Dang M.-T., Magnan J.-P. (1977)
Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous. Rapport de Recherche L.P.C. n° 74, Laboratoire central des Ponts et Chaussées, déc. 1977.
- Leroueil S. (1977)
Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles, Thèse de doctorat-ès-sciences, Université Laval, Québec.
- Magnan J.-P., Belkeziz A. (1982)
Consolidation d'un sol élastoplastique. Revue française de Géotechnique, n° 19, mai 1982, pp. 39-49.
- Magnan J.-P., Humbert P., Belkeziz A., Mouratidis A. (1982a)
Finite Element Analysis of Soil Consolidation, with Special Reference to the Case of Strain Hardening Elastoplastic Stress-Strain Models, Proc. 4th Intern. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Alberta, Can., may 1982, vol. I. pp. 327-336.
- Magnan J.P., Humbert P., Mouratidis A. (1982b)
Finite Element Analysis of Soil Deformations with Time Under an Experimental Embankment, Proc. Intern. Symp. Numerical Models in Geomechanics, Zürich, Balkema, éd., pp. 601-609.
- Magnan J.-P., Shahanguian S., Josseaume H. (1982c)
Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue française de Géotechnique, n° 20, août 1982, pp. 13-19.
- Mouratidis A. (1981)
Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles, Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Paris VI.
- Piyal M., Magnan J.P. (1984)
Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche L.P.C.
- Roscoe K.H., Burland J.B. (1967)
On the generalized stress-strain behaviour of « wet clay », Symposium on engineering plasticity, Cambridge, University Press, pp. 535-609.
- Shahanguian S. (1981)
Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts, Rapport de Recherche L.P.C. n° 106, Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Tavenas F., Leroueil S. (1977)
Effects of stresses and time on yielding of clays, Comptes-rendus 9^e Congrès Intern. de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Vol. 1, pp. 319-326.

effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires

par

G. Auvinet, D. Bouvard

Instituto de Ingeniería-Universidad Nacional de México — Mexique

1 Introduction

Les caractéristiques physiques usuelles des sols granulaires ne sont définies clairement que dans des volumes de grande dimension. Ainsi, la porosité et la granulométrie semblent perdre leur sens au niveau des particules, où elles présentent de fortes variations. Il s'agit d'un effet d'échelle géométrique dont on doit tenir compte dans les applications, chaque fois que la dimension des grains est relativement grande par rapport au volume de sol considéré.

Au moyen de la théorie des fonctions aléatoires, il a été possible d'étudier ce phénomène et, en particulier, d'évaluer la dispersion des principales caractéristiques physiques des sols en fonction du volume dans lequel elles sont mesurées.

A l'aide d'un modèle de simulation numérique de la structure des sols, on a pu obtenir sur ce point certains résultats directement applicables aux problèmes pratiques de géotechnique.

2 Représentation d'un milieu granulaire à l'aide de fonctions aléatoires

L'arrangement des particules et des pores d'un milieu granulaire homogène peut être décrit par une fonction aléatoire spatiale $K(\bar{x})$, (Matheron, 1967) définie en tout point du milieu \bar{x} comme :

$$\begin{aligned} K(\bar{x}) &= 1 & \text{si } \bar{x} \text{ est dans un pore} \\ K(\bar{x}) &= 0 & \text{si } \bar{x} \text{ est dans un grain.} \end{aligned} \quad (1)$$

En accord avec l'hypothèse d'homogénéité, l'espérance mathématique et la variance de cette fonction sont constantes dans tout le milieu :

$$\begin{aligned} E\{k(\bar{x})\} &= n & (2) \\ \text{var}[K(\bar{x})] &= n(1-n) & (3) \end{aligned}$$

où n est la porosité du milieu.

Par ailleurs, cette fonction aléatoire peut être considérée comme stationnaire et ergodique suivant une direction donnée, même pour les milieux anisotropes. Son autocorrélation, son autocovariance, ainsi que son coefficient d'autocorrélation dépendent donc seulement de la différence $\bar{h} = \bar{x}_1 - \bar{x}_2$:

$$R(\bar{x}_1, \bar{x}_2) = E\{K(\bar{x}_1)K(\bar{x}_2)\} = R(\bar{h}) \quad (4)$$

$$\begin{aligned} C(\bar{x}_1, \bar{x}_2) &= E\{[K(\bar{x}_1) - n][K(\bar{x}_2) - n]\} \\ &= R(\bar{h}) - n^2 = C(\bar{h}) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\rho(\bar{x}_1, \bar{x}_2) = C(\bar{x}_1, \bar{x}_2) / [n(1-n)] = \rho(\bar{h}). \quad (6)$$

L'évaluation des paramètres de la fonction $K(\bar{x})$ peut être faite expérimentalement en analysant, par exemple, des coupes d'échantillons stabilisés à la résine. Cette technique assez laborieuse est devenue plus accessible à la suite du développement de méthodes efficaces d'analyse d'images (Peralta, 1982). Pour cette étude, on a toutefois préféré utiliser la simulation numérique de la structure des milieux granulaires à l'aide d'un modèle décrit dans une publication antérieure (Auvinet, 1977).

3 Simulation numérique d'un milieu granulaire

3.1 Structures simulées

Le modèle numérique utilisé permet de mettre en place des particules sphériques dans un moule cubique d'arête a . On peut ainsi obtenir des échantillons de diverses distributions granulométriques et compacités. Le nombre de particules est seulement limité par le temps de calcul disponible. Sur le tableau I, on a présenté les caractéristiques des structures qui ont été simulées pour cette étude. On a indiqué dans chaque cas le nombre de particules, les diamètres maximum D_{\max} et minimum D_{\min} rapportés aux dimensions du moule, ainsi que le coefficient d'uniformité C_u .

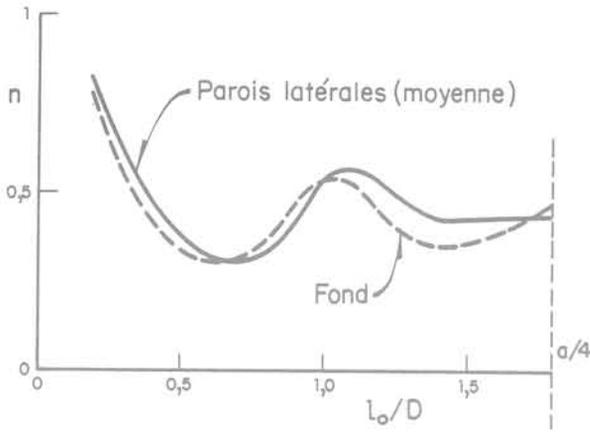


Fig. 1 Effet de paroi (structure A)

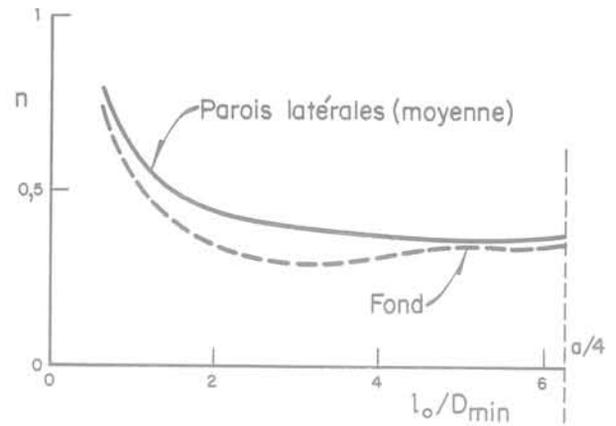


Fig. 2 Effet de paroi (structures C_1 et C_2)

Tableau I
Caractéristiques des structures simulées

Structure	Nombre de particules	D_{min}/a	D_{max}/a	C_u
A	460	0,14	0,14	1
B	480	0,08	0,20	1,54
C_1	500	0,04	0,40	2,56
C_2	520	0,04	0,40	2,56
D	1580	0,03	0,90	4,72
E	700	0,04	0,40	2,91

3.2 Effet de paroi

On sait que, dans un moule, la porosité présente des variations importantes au voisinage des parois. Cet effet a dû être étudié afin de définir au sein des échantillons simulés une zone de caractéristiques homogènes.

La porosité a été calculée dans une série de tranches d'échantillon de $0,025a$ d'épaisseur, parallèles aux parois et situées à différentes distances l_0 de celles-ci. Pour les matériaux à **granulométrie uniforme** (fig. 1), on observe que la porosité présente une valeur maximum près de la paroi, suivie d'oscillations, qui disparaissent à une distance de l'ordre de deux diamètres de particule. Pour les matériaux à granulométrie plus variée (fig. 2), on observe à nouveau un maximum, suivi cette fois d'une réduction progressive de la porosité qui se stabilise à une distance de la paroi de l'ordre de $4 D_{min}$. Pour les granulométries étudiées, cette distance ne semble pas être très sensible à la valeur du diamètre maximum D_{max} . A partir de ces résultats, on a pu définir dans les échantillons un noyau central cubique d'arête $0,6a$, où l'on peut considérer que l'effet de paroi est négligeable, pour toutes les granulométries simulées.

3.3 Estimation des paramètres statistiques

Dans le noyau de chacune des structures, il a été possible de procéder à une estimation statistique des paramètres de la fonction aléatoire $K(\bar{x})$. L'espérance

mathématique (porosité) a été évaluée par la technique de Monte-Carlo, c'est-à-dire en déterminant la fréquence avec laquelle un point placé au hasard dans l'échantillon se trouve dans les pores (Tableau II). Par ailleurs, pour estimer la fonction d'autocorrélation, on a calculé, au long de segments parallèles à une direction donnée, la moyenne spatiale suivante :

$$R_{L, \vec{\tau}}(h) = \frac{1}{L} \int_0^L K(\bar{x} + h\vec{\tau}) K(\bar{x}) d\bar{x} \quad (7)$$

ou : L est la longueur du segment;
 $\vec{\tau}$ est un vecteur unitaire parallèle à la direction considérée;
 h est un scalaire (distance entre deux points du milieu).

Tableau II
Estimation de la porosité $E\{K(\bar{x})\}$

Structure	Estimation
A	0,43
B	0,41
C_1	0,42
C_2	0,38
D	0,40
E	0,34

Les résultats se sont avérés peu sensibles à la direction considérée : la fonction d'autocorrélation est pratiquement isotrope. Sur la figure 3, on a représenté la variation du coefficient d'autocorrélation en fonction de la distance h , rapportée au diamètre minimum des particules.

4 Effet d'échelle géométrique

4.1 Porosité

Dans un milieu granulaire homogène, la porosité n_v associée à un volume donné v est une variable aléatoire dont la variance dépend de la dimension du volume. Sur la figure 4 on a représenté les valeurs de la porosité mesurées dans des volumes sphériques de diamètre variable D_v , pour chacune des structures simulées. On observe les fortes variations que présente n_v dans de petits volumes avant de tendre,

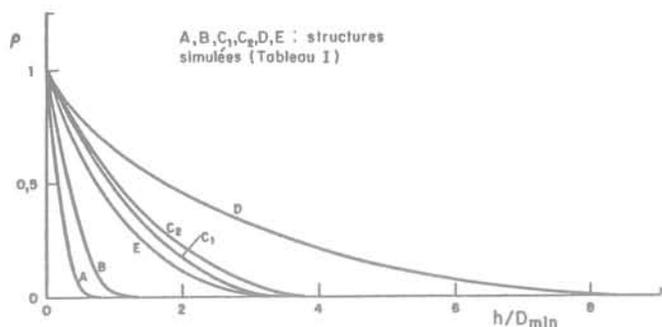


Fig. 3 Coefficient d'autocorrélation

quand D_v augmente, vers la valeur de la porosité en masse indéfinie n .

La porosité associée à un volume donné peut être exprimée en fonction de $K(\bar{x})$, au moyen de l'intégrale stochastique suivante :

$$n_v = \frac{1}{V} \int_V K(\bar{x}) d\bar{x} \quad (8)$$

On a donc :

$$E\{n_v\} = \frac{1}{V} \int_V E\{K(\bar{x})\} d\bar{x} = n \quad (9)$$

$$\text{et } \text{var}[n_v] = \sigma_{n_v}^2 = \frac{1}{V^2} \int_V \int_V C(\bar{x}, \bar{x}') d\bar{x} d\bar{x}' \quad (10)$$

En utilisant cette dernière équation et les résultats de la figure 3, on a pu estimer pour chacune des structures la variance théorique de la porosité associée à des volumes sphériques de différents diamètres D_v . La variation de l'écart-type σ_{n_v} en fonction du rapport D_v/D_{min} est présentée sur la figure 5. On voit que la dispersion décroît plus rapidement pour les matériaux denses et à granulométrie serrée que pour les matériaux plus lâches et à granulométrie variée. L'effet de la granulométrie est le plus important.

Sur la figure 6, les mêmes résultats sont présentés avec, en abscisses, la relation D_v/D_{50} , où D_{50} est le diamètre des particules correspondant à un tamisat de 50 %. Les courbes se regroupent et, pour une valeur de D_v/D_{50} donnée, il semble que l'écart-type ne dépende plus que de la compacité.

Il est possible de vérifier que, sauf pour les plus petites valeurs de D_v/D_{50} , la forme mathématique des courbes de la figure 6 est la suivante :

$$\sigma_{n_v} = k(D_v/D_{50})^{-3/2} \quad (11)$$

où k est un coefficient de l'ordre de 0,18 pour les structures les moins denses ($n=0,43$) et de 0,11 pour les plus compactes ($n=0,34$). L'écart-type de la porosité est donc inversement proportionnel à la racine carrée du volume de l'échantillon. Ce résultat était prévisible. En effet, on peut considérer un échantillon de volume v comme la réunion de N échantillons plus petits, sensiblement indépendants entre eux. On sait que l'écart-type de la porosité de l'échantillon le plus grand est alors égal à celui de la porosité des plus petits, divisé par la racine carrée de N . C'est ce résultat que l'on retrouve dans l'équation 11, sauf pour les plus petites valeurs de D_v/D_{50} , pour lesquelles l'hypothèse d'indépendance cesse d'être acceptable.

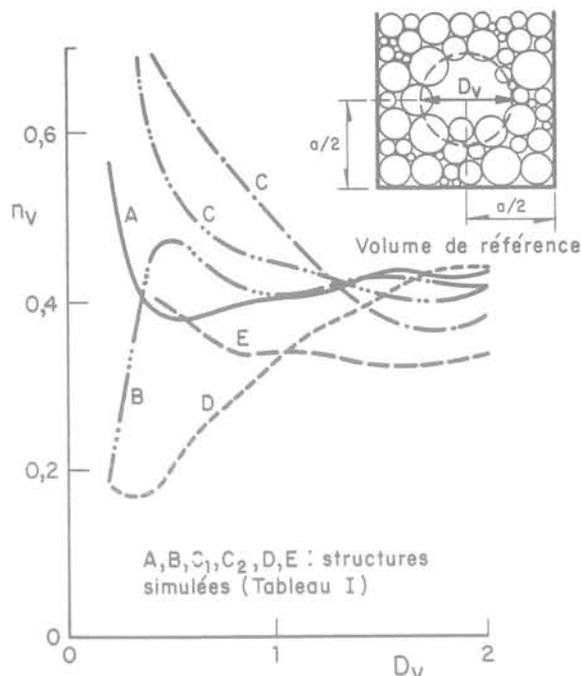


Fig. 4 Porosité dans des volumes de diamètre variable

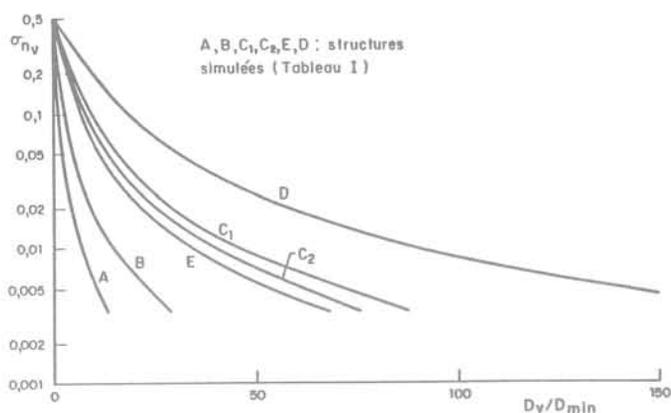


Fig. 5 Ecart-type de la porosité (en fonction de D_v/D_{min})

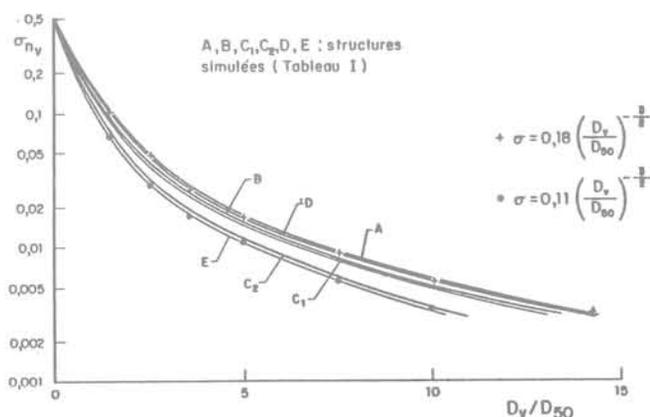


Fig. 6 Ecart-type de la porosité (en fonction de D_v/D_{50})

4.2 Indice des vides

L'indice des vides, paramètre plus usuel, en mécanique des sols, que la porosité, est lié à celle-ci par la relation :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (12)$$

Pour un volume donné v , l'indice des vides e_v est lui aussi une variable aléatoire, dont l'espérance et la variance peuvent être estimées à partir de celles de n_v par la méthode des moments de premier ordre (Benjamin, 1970) :

$$E\{e_v\} \approx \frac{n}{1-n} + \frac{1}{2} \frac{d^2 e_v}{dn_v^2} \Big|_m \text{var}[n_v] \quad (13)$$

$$E\{e_v\} = \frac{n}{1-n} + \frac{1}{(1-n)^3} \sigma_{n_v}^2 \quad (14)$$

$$\text{var}[e_v] = \left[\frac{de_v}{dn_v} \Big|_m \right]^2 \text{var}[n_v] \quad (15)$$

$$\text{var}[e_v] = \sigma_{e_v}^2 \approx \frac{1}{(1-n)^4} \sigma_{n_v}^2 \quad (16)$$

On voit que les mesures de l'indice des vides effectuées dans de petits échantillons tendent à surestimer systématiquement la valeur réelle de cette propriété. Par ailleurs, le coefficient de variation de l'indice des vides est supérieur à celui de la porosité puisque :

$$\frac{\sigma_{e_v}}{e} = \frac{1}{(1-n)} \frac{\sigma_{n_v}}{n} \quad (17)$$

L'erreur relative sur l'indice des vides est donc toujours supérieure, de 1,5 à 2 fois, à celle qui affecte la porosité. Ces résultats montrent que l'indice des vides est un paramètre plus sensible que la porosité à l'effet d'échelle géométrique.

4.3 Poids volumique

Le poids volumique sec γ_d d'un sol s'exprime en fonction de la porosité comme suit :

$$\gamma_d = \gamma_s (1-n) \quad (18)$$

où γ_s est le poids volumique des solides.

Si l'on admet que le poids volumique des solides est une constante, on a simplement, pour un volume v :

$$E\{\gamma_{dv}\} = \gamma_s (1-n) = \gamma_d \quad (19)$$

$$\text{var}[\gamma_{dv}] = \sigma_{\gamma_{dv}}^2 = \gamma_s^2 \sigma_{n_v}^2 \quad (20)$$

et par ailleurs :

$$\frac{\sigma_{\gamma_{dv}}}{\gamma_d} = \frac{n}{1-n} \frac{\sigma_{n_v}}{n} \quad (21)$$

L'erreur relative sur le poids volumique due à l'effet d'échelle est donc généralement légèrement inférieure à celle qui affecte la porosité.

4.4 Granulométrie

Le problème de la variation spatiale des pourcentages granulométriques peut être abordé d'une façon analogue à celui de la porosité. Il suffit de définir une famille de fonctions aléatoires $K_D(\bar{x})$, telles que :

$K_D(\bar{x}) = 1$ si \bar{x} est dans un pore ou dans un grain de diamètre plus petit que D ;

$K_D(\bar{x}) = 0$ si \bar{x} est dans un grain de diamètre plus grand que D (22).

On a :

$$E\{K_D(\bar{x})\} = G(D) \quad (23)$$

$$\text{var}[K_D(\bar{x})] = G(D)[1-G(D)] \quad (24)$$

où $G(D)$ est la porosité obtenue en assimilant à des pores les particules de diamètre inférieur à D , avec en particulier $G(0) = n$.

La granulométrie usuelle $F(D)$ (pourcentage en volume de particules de diamètre inférieur à D) s'écrit :

$$F(D) = \frac{G(D) - G(0)}{1 - G(0)} \quad (25)$$

Dans un volume v , on définit les variables aléatoires $G_v(D)$ et $F_v(D)$.

L'espérance de $G_v(D)$ et sa variance peuvent être estimées pour chacune des structures simulées en utilisant la méthode décrite plus haut pour la porosité. Les paramètres de $F_v(D)$ s'en déduisent par la méthode des moments de premier ordre :

$$E\{F_v(D)\} \approx F(D) - \frac{1-G(D)}{(1-n)^3} \text{var}[G_v(0)] + \frac{1}{(1-n)^2} \text{cov}[G_v(D), G_v(0)] \quad (26)$$

$$\text{var}[F_v(D)] = \sigma_{F_v(D)}^2 \approx \frac{1}{(1-n)^2} \text{var}[G_v(D)] + \left[\frac{1-G(D)}{(1-n)^2} \right]^2$$

$$\text{var}[G_v(0)] - \frac{1-G(D)}{(1-n)^3} \text{cov}[G_v(D), G_v(0)] \quad (27)$$

La covariance de $G_v(D)$ et $G_v(0)$ peut être évaluée à l'aide d'un estimateur analogue à celui de l'équation 7.

L'écart-type $\sigma_{F_v(D)}$ a été calculé pour plusieurs valeurs de D à l'aide de l'équation 27 et pour chacune des structures simulées non uniformes. Le coefficient de variation $\sigma_{F_v(D)}/F_v(D)$ obtenu s'est avéré peu sensible à la valeur de D . Sur la figure 7 on a représenté la variation de sa valeur moyenne en fonction des dimensions de l'échantillon. Pour un même rapport D_v/D_{50} , le coefficient de variation de $F_v(D)$ est plus petit pour les matériaux à granulométrie variée que pour les matériaux à granulométrie serrée. Par ailleurs, il est à nouveau possible d'ajuster aux courbes obtenues des expressions du type :

$$\frac{\sigma_{F_v(D)}}{F_v(D)} = k(D_v/D_{50})^{-3/2} \quad (28)$$

où k est de l'ordre de 1,3 pour les matériaux les plus uniformes et 0,75 pour les matériaux à granulométrie étalée.

5 Applications

Les résultats obtenus permettent d'évaluer l'effet d'échelle en termes probabilistes. On peut en particulier :

- définir des intervalles de confiance pour les caractéristiques physiques d'une masse granulaire à partir de mesures effectuées sur de petits échantillons;
- définir les dimensions minima d'un échantillon requises pour obtenir ces propriétés avec un certain degré de confiabilité;
- tester l'hypothèse d'homogénéité d'un milieu granulaire à partir des caractéristiques de plusieurs échantillons.

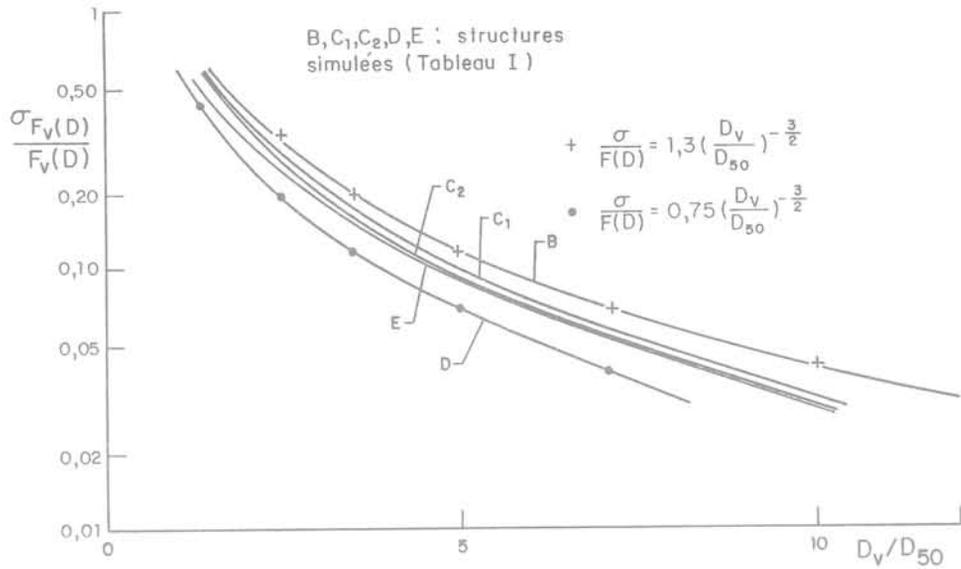


Fig. 7 Coefficient de variation des pourcentages granulométriques

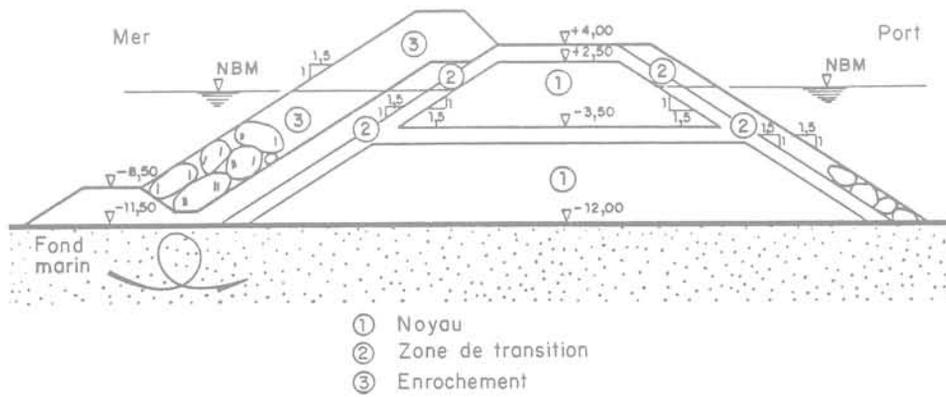


Fig. 8 Digue du port de El Ostion

C'est sans doute l'aspect des dimensions minima d'un échantillon qui présente le plus d'intérêt pratique, en particulier pour le contrôle des ouvrages en terre, ainsi que pour les essais mécaniques en place et en laboratoire.

5.1 Contrôle des ouvrages en terre

Les contrôles de poids volumique en place et de granulométrie sont nécessaires pour la construction des ouvrages en terre (barrages, digues, remblais). Lorsque le sol contient de gros éléments, l'effet d'échelle peut donner lieu à des erreurs importantes si l'échantillon analysé est trop petit. Pour obtenir le poids volumique avec une précision donnée, on peut définir les dimensions minima de l'échantillon à partir de l'équation 11. En effet, si l'on admet que la loi de probabilité de la porosité est sensiblement normale, l'erreur due à l'effet d'échelle est inférieure à $2\sigma_{n_v}$ avec un degré de certitude de 95 %.

Ainsi, pour que l'erreur sur la porosité soit inférieure par exemple à 0,01 avec une probabilité de 95 %, on devra avoir :

$$D_v/D_{50} > (0,005/k)^{-2/3} \quad (29)$$

soit, pour les matériaux les moins denses :

$$D_v/D_{50} > 10,9. \quad (30)$$

Une erreur de 0,01 sur la porosité correspond à une erreur de 0,03 à 0,04 sur l'indice des vides et de 260 N/m³ sur le poids volumique.

L'équation 30 a été appliquée aux matériaux de construction de la digue du port maritime de El Ostión, actuellement en construction au Mexique (fig. 8). Les résultats sont présentés sur le Tableau III. On voit que, même pour le noyau, l'effet d'échelle est très fort et que, dans la pratique, on pourra difficilement vérifier la compacité avec une précision satisfaisante. Il s'agit là, bien sûr, d'un cas extrême; toutefois, même pour des sols moins grossiers, l'effet d'échelle peut prendre une certaine importance, en particulier si la méthode de contrôle porte sur un échantillon de volume réduit (méthode nucléaire par exemple).

Tableau III
Volume minimum des échantillons.
Digue de El Ostión (Mexique)

Matériau (fig. 8)	D ₅₀ m	D _v m	Volume m ³
1 (noyau)	0,52	5,70	97
2 (transition)	1,25	13,60	1317
3 (enrochement)	2,45	26,70	9966
4 (blocs de béton)	2,60	28,30	11867

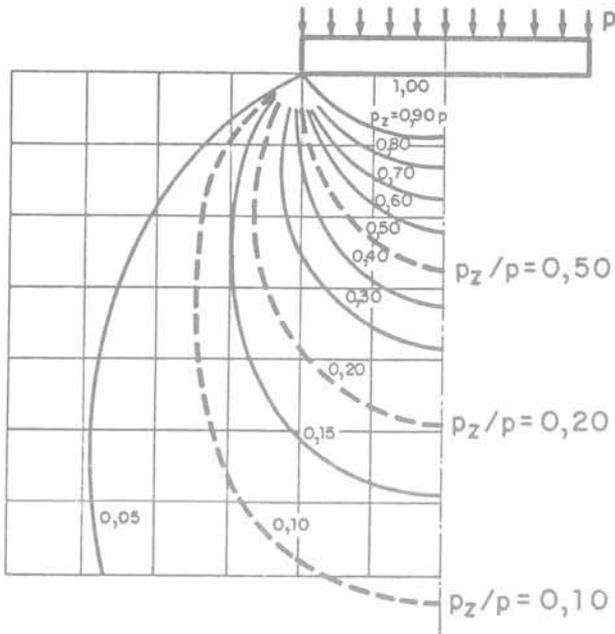


Fig. 9 Essai à la plaque

5.2 Essais en place

Les résultats des essais mécaniques en place sur des matériaux granulaires peuvent être faussés par l'effet d'échelle. Ceci est clair, par exemple, dans le cas de l'essai à la plaque. Dans cet essai, pour que la porosité et la granulométrie de la zone soumise au chargement soient représentatives de celles du milieu, on doit tenir compte des dimensions relatives des particules et des bulbes de contraintes verticales p_z (fig. 9). Si l'on applique, par exemple, la formule 30 au bulbe correspondant à $p_z/p=0,50$, p étant la pression appliquée, on trouve que le diamètre de la plaque doit être supérieur à vingt fois le D_{50} du matériau étudié.

rappel figure 9

Des considérations analogues pourraient être faites pour d'autres essais en place tels que l'essai pressiométrique, les essais de pénétration, etc.

5.3 Essais de laboratoire

Le choix des dimensions des échantillons représentatifs intacts ou reconstitués à soumettre à des essais mécaniques en laboratoire doit tenir compte de l'effet d'échelle. Pour les échantillons intacts, la représentativité de la porosité et de la granulométrie peut être évaluée à l'aide des équations 11 et 28. Dans le cas des échantillons reconstitués, le problème se pose généralement de la même façon pour la granulométrie, mais il n'existe plus de relation statistique entre la porosité de l'échantillon et celle du milieu.

Diverses techniques ont été développées pour vérifier l'homogénéité des échantillons. Ces techniques, destructives ou non, consistent à déterminer la porosité dans diverses zones des échantillons. Ce type de contrôle peut être sensible à l'effet d'échelle si les zones étudiées ont des dimensions trop faibles par rapport à celles des grains.

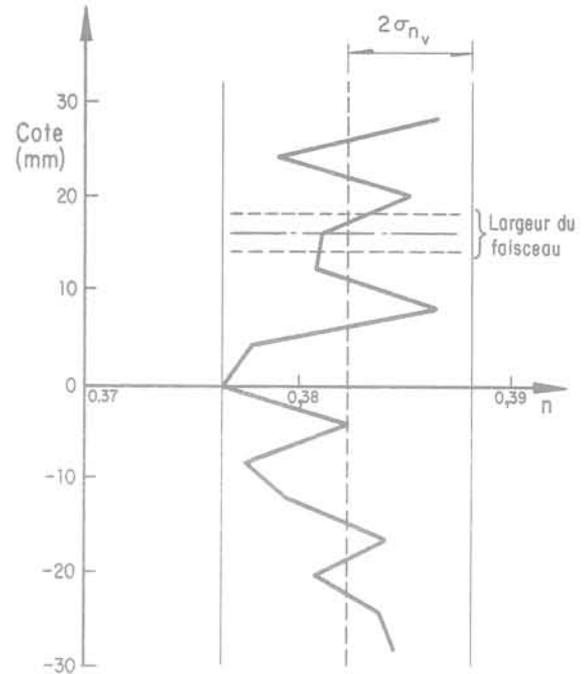


Fig. 10 Contrôle gammamétrique d'homogénéité

A titre d'exemple, on a représenté sur la figure 10 les résultats obtenus par étude gammamétrique d'un échantillon de sable ($D_{50}=1,3$ mm, $C_u=1,4$). La méthode consiste à mesurer à différentes hauteurs l'absorption d'un faisceau de rayons Gamma de 4 mm de diamètre traversant l'échantillon sur une longueur de 70 mm (Bouvard, 1982). D'après l'équation 10, la dispersion par effet d'échelle ($2\sigma_{n_v}$) est, pour ce volume, de l'ordre de 0,005 à 0,008 suivant l'état de compacité du matériau. Les variations présentées sur la figure 10 ne sont donc pas significatives; l'hypothèse d'homogénéité ne doit pas être écartée car ces variations peuvent être simplement dues à l'effet d'échelle.

5.4 Effet d'échelle géométrique et propriétés mécaniques

Il est bien connu que la résistance au cisaillement des sols déterminée au laboratoire est sensible à la relation D_C/D_{max} , où D_C est la dimension de l'échantillon et D_{max} le diamètre maximum des particules. Ainsi, l'angle d'inclinaison ϕ_0 d'une droite tangente au cercle de Mohr de rupture et passant par l'origine varie en fonction de D_C/D_{max} comme l'indique la figure 11 (Marsal, 1969). Il semble que ϕ_0 n'atteigne une valeur sensiblement constante que pour des valeurs de D_C/D_{mac} supérieures à 10. Ce résultat est à rapprocher de ceux obtenus plus haut (éq. 30). Les effets d'échelle géométrique et mécanique semblent donc se présenter à peu près simultanément. Ils ne doivent toutefois pas être confondus puisque le premier est de nature statistique alors que le second est lié à l'apparition de phénomènes mal connus comme l'augmentation de la dilatance et de l'importance relative des restrictions aux frontières de l'échantillon.

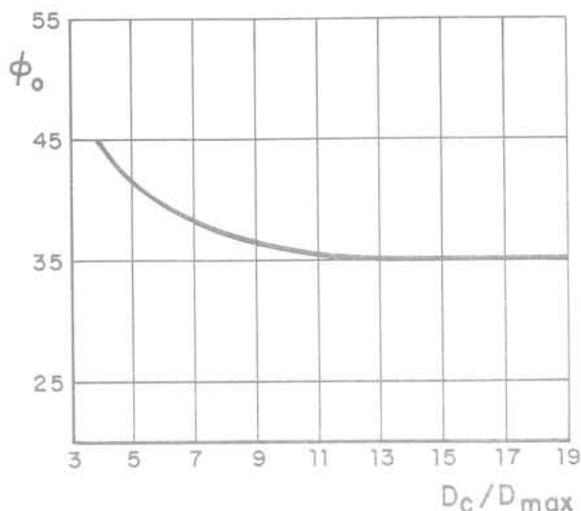


Fig. 11 Effet d'échelle mécanique

6 Conclusion

L'effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires a pu être défini en termes probabilistes et évalué numériquement au moyen de la théorie des fonctions aléatoires et d'un modèle qui permet de simuler la structure de ces milieux. On a pu obtenir certains résultats généraux et définir des ordres de grandeur dont on devra tenir compte dans la pratique. Ces éléments pourront également être utiles pour une étude rationnelle de l'hétérogénéité des sols dans le cas où ce phénomène contribue, en même temps que l'effet d'échelle, à la dispersion de leurs caractéristiques physiques.

7 Notations

a	Arête du moule.
$C(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$	Autocovariance de la fonction aléatoire $K(\bar{x})$.
C_u	Coefficient d'uniformité.
$cov[\]$	Covariance.
D_c	Diamètre d'un échantillon.
D_{max}	Diamètre maximum des grains.
D_{min}	Diamètre minimum des grains.

8 Références bibliographiques

- MATHERON G. (1967). *Chap. V. Genèse de la loi de Darcy*. Éléments pour une théorie des milieux poreux, 1^{re} édition, Masson et Cie Éditeurs 1967, pages 86-87.
- PERALTA-FABI R. et HERNANDEZ G. (1982). *Procesamiento digital de imágenes de microscopia electrónica de barrido*, Octobre 1982, Memoria II Simposio de Instrumentación, Oaxtepec, México.
- AUVINET G. (1977). *Structure des milieux pulvérulents*, Juillet 1977, comptes rendus du IX^e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo.

D_{10}, D_{50}, D_{60}	Diamètres correspondant à des tamisats de 10, 50 et 60 %.
D_v	Diamètre d'un volume sphérique de référence v .
e, e_v	Indices des vides en masse indéfinie et dans un volume v .
$E\{ \}$	Espérance mathématique.
$F(D), F_v(D)$	Granulométries, en masse indéfinie et dans un volume v .
$G(D), G_v(D)$	Porosités virtuelles obtenues en assimilant à des vides les grains de diamètre inférieur à D , en masse indéfinie et dans un volume v .
h	Distance entre deux points du milieu.
\bar{i}	Vecteur unitaire.
$K(\bar{x}), K_D(\bar{x})$	Fonctions aléatoires spatiales.
k	Coefficient empirique.
L	Longueur des segments d'estimation.
l_0	Distance aux parois.
n, n_v	Porosités en masse indéfinie et dans un volume v .
N	Nombre d'échantillons.
p, p_z	Pression verticale en surface et à la profondeur z .
$R(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$	Autocorrélation de la fonction aléatoire $K(\bar{x})$.
$R_{L,T}$	Estimateur de $R(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$.
v	Volume de référence.
$var[\]$	Variance.
\bar{x}	Point du milieu.
γ_d, γ_{dv}	Poids volumique sec en masse indéfinie et dans un volume v .
γ_s	Poids volumique des solides.
$\rho(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$	Coefficient d'autocorrélation.
σ_y^2	Variance de la variable aléatoire y .
σ_y	Écart-type de la variable aléatoire y .
ϕ_0	Angle de frottement.
$\left. \frac{de_v}{dn_v} \right _m$	Dérivée de la variable aléatoire e_v par rapport à n_v , calculée pour la valeur moyenne de e_v .

BENJAMIN J. et CORNELL C.A. (1970). *Chap. II.4 Moments and expectation*, Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, 1^{re} édition, McGraw-Hill, Éditeur 1970, pages 180-188.

BOUVARD D. (1982). *Rhéologie des milieux pulvérulents : Étude expérimentale et identification d'un loi de comportement*. Thèse présentée à l'Université de Grenoble, soutenue le 22 janvier 1982, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

MARSAL R. (1969). *Minutes of Specialty Session n° 13*, August 1969, Proceedings Specialty Session n° 13, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Publicación n° E1, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites-ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

Présentation du manuscrit

1 Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2 Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3 Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4 Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.