

GGI7R-
GM 516

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 48

135 F

3^e TRIMESTRE 1989

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités) et C. Azam

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — G. L'Hériteau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1989 (numéros 46 à 49) franco 470 F

Prix au numéro franco : 135 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP

8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 48
JUILLET 1989

sommaire

Avant-propos J.-F. Corté	5
L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique J.-F. Corté	7
Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation R.-F. Scott	15
Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation P. Habib	35
Développement des essais en centrifugeuse en Chine W.-X. Zhu	43
Modélisation en centrifugeuse de problèmes d'interaction sol-structure H.L. Jessberger	49
Le glissement du Friolin, en Savoie : un mouvement majeur révélé par les photographies B. Goguel	55
Détermination des propriétés élastiques à grande échelle d'un massif rocheux E. Héтуin, P. Berest, P.-A. Blum	65

AVANT-PROPOS

Du 25 au 27 avril 88 se tenait à Paris le Congrès CENTRIFUGEUSE'88 consacré à la modélisation géotechnique en centrifugeuse. Cette manifestation organisée sous la responsabilité du Comité Français de Mécanique des Sols avait été préparée au sein du Comité Technique sur les Essais en Centrifugeuse de la Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation.

Cette conférence spécialisée suscita de nombreuses propositions de communications émanant de la quasi totalité des équipes travaillant en modélisation en centrifugeuse à travers le monde. En définitive, 78 communications seront retenues pour publication (CORTÉ, 1988). Le recueil de ces articles fournit une description des installations nouvelles et un panorama actuel de la diversité des applications faites de la modélisation en centrifugeuse. Ce document actualise l'état des connaissances qu'avait dressé en 1985 le précédent Comité Technique (CRAIG et al, 1988).

Lors du congrès plusieurs conférences et rapports généraux avaient été prononcés sur des thèmes particuliers. Le présent numéro de la Revue Française de Géotechnique regroupe les textes de quatre de ces interventions :

- « Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation » de R.F. SCOTT qui examine comment des essais en centrifugeuse et en gravité normale sont applicables pour la simulation de situations prototypes ;
- « Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation » de P. HABIB qui analyse les conditions de représentativité des essais sur modèles réduits ;
- « Développement des essais en centrifugeuse en Chine » de W.X. ZHU qui donne un témoignage de l'essor récent de cette technique à l'étranger ;
- « Modélisation en centrifugeuse de problèmes d'interaction sol-structure » de H.L. JESSBERGER qui illustre les possibilités d'application des essais en centrifugeuse par une revue des études se rapportant au thème particulier des problèmes quasi-statiques d'interaction sol-structure.

En préliminaire, l'article « Essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique » rappelle comment cette approche expérimentale s'est développée, dans quelles perspectives sont entreprises les études sur modèles, et quels sont les moyens d'essais disponibles en France.

Jean-François CORTÉ

Secrétaire du Comité Technique sur les essais en centrifugeuse
Président du Comité d'Organisation du Congrès Centrifugeuse 88

l'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique

the rise of geotechnical centrifuge modelling

J.-F. CORTÉ

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 7-13 (juillet 1989)

Résumé

L'article donne en première partie un bref historique de l'évolution de la modélisation en centrifugeuse. Il traite ensuite des apports des essais sur modèle réduit en centrifugeuse pour la simulation de problèmes réels, les études paramétriques, l'analyse des phénomènes mal connus et la validation des modèles numériques. Les caractéristiques des centrifugeuses françaises du CESTA et du LCPC sont présentées in fine.

Abstract

The first part of the paper gives a brief historical background of the development of centrifugal modelling. It then deals with the contributions of centrifuge model testing for the simulation of actual problems for parametric studies, for the investigation of misunderstood phenomena and for the validation of numerical models. The characteristics of the French centrifuges of the CESTA and LCPC are described at the end.

* B.P. 19, 44340 Bouguenais.

1. INTRODUCTION

Pour la plupart des problèmes géotechniques les efforts pondéraux ont en général une part essentielle dans les équilibres en jeu.

Les essais sur modèles réduits en centrifugeuse ont pour justification première de permettre de recréer au sein du corps d'épreuve, qui sera chaque fois que possible construit à partir des mêmes matériaux que le prototype, le même champ de forces de masse que dans l'ouvrage vraie grandeur. La règle de similitude qui en découle est simple et maintenant bien connue : l'intensité du champ de pesanteur créé par l'accélération centrifuge communiquée au modèle doit être inversement proportionnelle à l'échelle de réduction des dimensions de la maquette. Les facteurs d'échelles correspondant aux autres grandeurs physiques qui découlent de cette similitude ont été présentés à maintes reprises et ne sont pas réétablis ici ; un tableau récapitulatif est donné par exemple dans l'article de SCOTT (1988).

Depuis une vingtaine d'années la modélisation en centrifugeuse est dans une phase de développement continu, marqué par la multiplication des installations et des études relevant à la fois de la recherche et des applications industrielles. Il apparaissait ainsi opportun de présenter comment cette approche expérimentale s'est développée, dans quelles perspectives des études en centrifugeuse peuvent être entreprises et quels sont les moyens d'essais disponibles en France.

1.1. Perspective historique

L'idée d'effectuer des expériences sur modèle réduit avec une centrifugeuse semble avoir été présentée pour la première fois en 1869 par E. PHILLIPS, en France, à l'Académie des Sciences (PHILLIPS, 1869). Partant des équations différentielles d'équilibre des solides élastiques, il établit les relations de similitude qui devaient être satisfaites afin que l'ouvrage prototype et son modèle à échelle réduite présentent le même comportement. Lorsque la gravité est un facteur important, PHILLIPS suggéra d'utiliser la force centrifuge pour obtenir cette similitude.

C'est cependant au début des années 30, que cette approche expérimentale allait être mise en œuvre, indépendamment, aux Etats-Unis et en Union Soviétique pour y être appliquée à différents problèmes.

Ainsi à l'Université de Columbia, sur une toute petite centrifugeuse, BUCKI s'intéressa à l'apport des modèles réduits physiques pour l'étude de la stabilité des toits de mines, en combinant centrifugation et photoélasticité. D'autres travaux suivront dans le domaine minier et de la mécanique des roches, au Bureau des Mines de College Park et à l'Ecole des Mines de Missouri Rolla. Mais cette activité n'aura qu'un impact limité et ne s'accompagnera pas d'un développement des moyens expérimentaux. Aux Etats-Unis, la modélisation en centrifugeuse ne connaîtra de réel essor qu'à partir du milieu des années 70, sous l'influence principale des résultats obtenus en Grande-Bretagne.

Tableau 1 — Grandes centrifugeuses utilisées pour les recherches géotechniques

Pays	Organisme	Rayon (m)	Accélération maximale (g)	Masse modèle maximale (t)
<i>Installations en service en janvier 1989</i>				
Allemagne Fédérale	Univ. Bochum	4,1	250	2
Canada	Queen's University Ontario	3	300	0,1
Chine	Yangtze Water Conservancy and Hydro Power Research Institute	3	300	1
Chine	Nanjing Hydraulic Research Institute	2,9	200	0,1
Danemark	Engineering Academy	2,3	80	1,25
France	LCPC	5,5	200	2
France	CEA/CESTA	10	100 (*)	2
Grande-Bretagne	Simon Eng. Lab. Manchester	3,2	200	2
Grande-Bretagne	Cambridge University	4,8	160	1
Italie	ISMES	3	600	0,4
Japon	Port and Harbour Research Institute	3,8	115	2,75
Pays-Bas	LGM Delft	6	500	3
URSS	MIIT Moscou	2,5	320	0,18
URSS	AZNIISM Baku	5,5	500	1,5
USA	Univ. Boulder Colorado	5,5	200	2
USA	Univ. California, Davis	9,2	25	3,6
<i>Installations en projet</i>				
Chine	Nanjing Hydraulic Research Institute	5	200	2
Chine	Water Conservancy and Hydroelectric Power	4	300	1,5
(*) Installations non spécifiques à la mécanique des sols				

Si les premières expérimentations en centrifugeuse étaient entreprises à la même époque (1932) à Moscou au Laboratoire de Mécanique des Sols de l'Institut d'Hydrologie et d'Hydraulique Hidro-TeXgeo, l'utilisation des centrifugeuses en mécanique des sols allait connaître un tout autre développement en Union Soviétique. La première application a été faite par POKROVSKI pour l'étude de la stabilité des berges du canal reliant les fleuves Usa et Volga. Rapidement, les résultats obtenus sur modèles réduits centrifugés furent utilisés pour le projet de barrages, remblais et digues. Au cours de la trentaine d'années qui suivit, on dénombre l'installation de plus de vingt centrifugeuses spécialisées pour les études géotechniques dans différents organismes de recherche.

En dépit d'une courte communication faite par POKROVSKI et FIODOROV dès le premier congrès de la Société Internationale de Mécanique des Sols en 1936, l'ensemble des travaux soviétiques, tant sur la théorie de la similitude en centrifugeuse que sur la conception de ces moyens d'essais et sur les expériences elles-mêmes, demeura ignoré du monde occidental. Leur révélation viendra tardivement, dans les années 60, des traductions faites en Grande-Bretagne des ouvrages de SOKOLOVSKI, et de POKROVSKI et FIODOROV.

Hors de l'Union Soviétique, ce sont les travaux menés au Japon et en Grande-Bretagne qui auront un impact majeur sur le développement de cette technique à travers le monde.

Au Japon, les premières expériences ont été faites par MIKASA en 1964 dans le but de valider la théorie qu'il venait d'établir sur la consolidation des sols fins en grandes déformations. L'équipe de l'Université d'Osaka poursuivit par l'étude de divers problèmes classiques de mécanique des sols (stabilité des pentes, capacité portante des fondations, tenue des murs de soutènement), mettant clairement en évidence l'importance d'une simulation correcte des forces de masse par rapport aux errements des essais sur modèle réduit, effectués classiquement en gravité normale. A cet égard les photographies publiées lors du Congrès International de Moscou en 1973 par MIKASA et TAKADA montrant les différences de champs de déplacements sous un poinçon en centrifugeuse et à 1 g demeurent une référence.

Depuis ces premiers travaux, un effort de recherche continu a été poursuivi au Japon avec la mise en place d'installations dans différents centres de recherche, y compris hors de la sphère universitaire comme à l'Institut de Recherche des Ports.

C'est en Grande-Bretagne, principalement sous l'impulsion de A.N. SCHOFIELD, que la modélisation en centrifugeuse s'est développée dans le monde occidental à partir de la fin des années 60. La découverte des travaux soviétiques allait en être l'élément initiateur, l'équipe de Cambridge trouvant dans cette méthode expérimentale le moyen de valider les concepts nouveaux d'« état critique ». En l'espace d'une vingtaine d'années, à Cambridge et à Manchester (à l'Université et au Simon Engineering Laboratory), une multitude de problèmes différents et de complexité croissante vont être abordés : depuis les premières observations sur la tenue de tranchées et d'ouvrages

en terre, jusqu'à la modélisation de la liquéfaction des sols sous l'action d'un séisme, en passant par des études paramétriques sur la stabilité de tunnels en terrains meubles.

En France, les idées présentées par PHILLIPS seront mises en application pour les premières fois dans les années 70 par le Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique, puis par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Jusqu'en 1985, toutes les expérimentations ont eu lieu sur les installations du Commissariat à l'Energie Atomique, et principalement sur la machine du CESTA (CORTÉ, 1985).

Ces dix dernières années seront marquées par une forte croissance du nombre d'équipes qui se sont tournées vers la modélisation en centrifugeuse et par la construction de moyens d'essais de forte capacité conçus spécialement pour l'étude de problèmes de géotechniques (outre les pays déjà cités notons l'Allemagne Fédérale, le Canada, la Chine Populaire, le Danemark, l'Italie, les Pays-Bas, etc.).

Un état détaillé des connaissances par thème et par pays a été établi par le Comité Technique sur les centrifugeuses de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations. Le lecteur intéressé est invité à s'y reporter ; il y trouvera notamment une liste très complète des références bibliographiques sur les travaux en centrifugeuse publié jusqu'en 1985 (CRAIG et al., 1988). Les comptes rendus du Congrès Centrifugeuse 88 (CORTÉ, 1988) complètent ces références jusqu'à la période actuelle.

2. PLACE ET APPORTS DES EXPÉRIENCES SUR MODÈLE RÉDUIT EN CENTRIFUGEUSE

Si l'on considère l'ensemble des études faites sur modèle réduit en centrifugeuse, celles-ci peuvent être classées en quatre catégories selon l'objectif des expériences.

2.1. La simulation d'un problème prototype réel précis

Si cette application peut apparaître comme a priori la plus évidente, rares sont encore cependant les situations pour lesquelles une situation réelle a été reproduite avec la fidélité nécessaire pour transposer directement les mesures faites sur le modèle réduit. La taille même des corps d'épreuve rend très difficile la reproduction de détails pouvant être déterminants pour le comportement de l'ouvrage réel (horizons faibles d'épaisseur centimétriques compromettant la stabilité des pentes ou d'ouvrages en terre de plusieurs dizaines de mètres de dimension caractéristique par exemple).

La simulation des phases de travaux demeure une opération difficile ce qui conduit à des différences entre les histoires de contraintes subies par le prototype et le modèle réduit. Les progrès très rapides en matière d'équipements et de robotisation des interventions sur modèle en cours de rotation permettent cependant d'envisager des simulations de plus en plus

fidèles. Enfin les matériaux réels ne peuvent pas toujours être employés (taille des éléments, profils de consolidation en place...).

Le recours au modèle réduit physique pour l'étude d'un problème prototype spécifique trouve alors sa place dans l'analyse de certains aspects particuliers sur un corps d'épreuve dont la configuration est dérivée de la situation réelle simplifiée pour n'en conserver que les aspects significatifs. Il n'y a pas en fait au fond de différence fondamentale avec la démarche souvent non explicite retenue pour les études numériques qui admettent souvent des simplifications drastiques (emploi quasi systématique par exemple de modèles bidimensionnels, modèle en élasticité linéaire, etc.).

2.2. Etudes paramétriques de problèmes simplifiés

Les modèles réduits fournissent des corps d'épreuve beaucoup moins onéreux que les ouvrages réels, leurs caractéristiques tant géométriques que mécaniques et les conditions aux limites (souvent mal définissables dans la réalité), peuvent être mieux contrôlées par l'expérimentateur. On note ainsi un certain nombre d'applications faites à des problèmes de fondations notamment en vue de réévaluer diverses règles classiques concernant la capacité portante, règles qui ont jusqu'ici souvent été proposées sur la base d'essais sur modèle réduit à 1 g, sans souci du respect de la similitude.

2.3. L'étude des phénomènes mal connus

La recherche de preuves expérimentales sur des phénomènes difficilement accessibles à l'observation sur site réel, a été le thème de prédilection des travaux menés en centrifugeuse. Nombreux sont encore les problèmes pour lesquels la capacité des méthodes de calcul s'avère insuffisante en raison de la complexité de la géométrie du problème posé (typiquement effets tridimensionnels) ou de la loi de comportement des matériaux entrant en jeu.

La pertinence de la transposition des résultats obtenus aux situations réelles demande toujours une analyse critique qui n'est pas souvent menée avec rigueur. HABIB (1988) attire l'attention sur quelques limites importantes.

2.4. Validation de modèles numériques

L'évolution des outils de calcul pour le traitement des problèmes de milieux continus, est marquée par l'incorporation de modèles de complexité croissante pour la description des lois de comportement des géomatériaux. La valeur des résultats fournis par le calcul dépend non seulement de la qualité des dits modèles rhéologiques mais aussi de celle des algorithmes d'intégration ; les problèmes ne sont pas à sous-estimer sur ce second point.

La « validation de modèles » n'a le plus souvent été effectuée que sur des problèmes homogènes, à travers la « prédiction » ou le recalcul d'essais de laboratoire sur échantillons. Les solutions analytiques de référence sont partiellement inexistantes hors quelques problèmes d'élasticité ou de plasticité parfaite.

Le recours à la prédiction de résultats d'expériences sur des problèmes aux limites rigoureusement contrôlés semble la seule voie. Dans cette optique, l'intérêt des essais en centrifugeuse tient à ce que des situations s'apparentant à des cas réels peuvent être reproduites en recréant en des points homologues des états de contrainte du même ordre de grandeur.

Les études sur modèle réduit en centrifugeuse ne constituent donc pas une approche venant en substitution des méthodes numériques, des essais en vraie grandeur ou des études rhéologiques, mais se placent comme un outil complémentaire. Il n'y a pas non plus une philosophie d'emploi unique, mais une analyse raisonnée à faire cas par cas.

3. LES MOYENS DISPONIBLES EN FRANCE POUR LES ETUDES EN CENTRIFUGEUSES

Avec les centrifugeuses du Centre d'Expérimentation Scientifique et Technique d'Aquitaine (CESTA) du CEA et du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes, la France dispose de deux moyens d'essais parmi les plus importants. Ces installations sont complémentaires de par leurs possibilités et les compétences qui ont été développées autour de ces installations.

3.1. La centrifugeuse du CESTA

Cette centrifugeuse a été construite en 1964 pour satisfaire les programmes développés par le CEA. Quelques années plus tard, elle a également été utilisée pour des travaux de diversification dans les domaines aéronautique et spatial et en mécanique des sols. C'est sur cette machine, qu'ont été effectuées en France jusqu'en 1984 l'ensemble des expériences en géotechnique.

La centrifugeuse (fig. 1), dans sa configuration pour les essais géotechniques, est équipée en extrémité de bras d'une nacelle pivotante. Les caractéristiques dimensionnelles principales sont :

- distance de l'axe aux articulations de la nacelle 8,40 m ;
- accélération maximale 100 g ;
- masse maximale utile du modèle 1 000 kg ;
- plate-forme de la nacelle 1,2 × 1,0 m.

Pour les mesures, la machine dispose de 99 liaisons par contacts tournants, tandis que 16 voies servent à l'alimentation des servitudes.

Différentes chaînes d'acquisition pilotées par ordinateur sont disponibles pour le suivi des divers paramètres mesurés.

L'une des spécificités de ce moyen d'essai est fournie par les équipements et les compétences en matière d'essais dynamiques. En collaboration avec le Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique, le CESTA a développé une méthode originale de simulation de séisme utilisant de petites charges explosives (ZELIKSON et al, 1981). La figure 2 montre le générateur d'onde sismique.

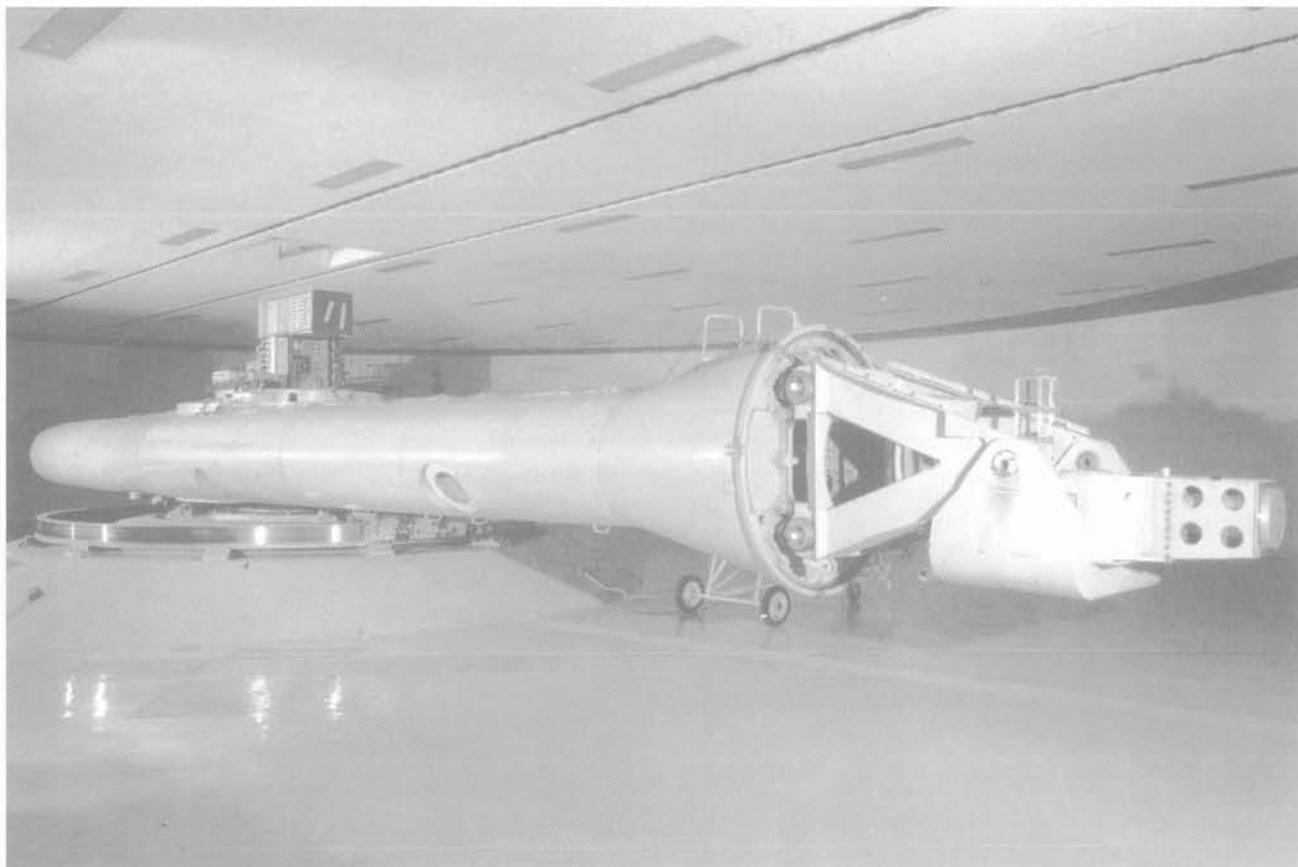


Fig. 1. — La centrifugeuse du CESTA.
Fig. 1. — The CESTA's centrifuge.



Fig. 2. — Générateur d'onde sismique pour essais en centrifugeuse (CESTA).
Fig. 2. — Seismic wave generator for centrifugal testing (CESTA).

L'onde est générée par une série programmée de petites charges calibrées. L'interface entre la chambre d'explosion et le sol est constituée d'une membrane de caoutchouc qui communique le mouvement au sol de la maquette.

3.2. La centrifugeuse du LCPC

Origine de ce moyen d'essai

En 1973, le comité d'études préliminaires à l'action concertée « Les sciences de la terre et les problèmes d'aménagement, d'urbanisme et de construction » de la DGRST recommandait dans son rapport final l'installation d'une centrifugeuse pluriorganismes en France. Cette recommandation devait être confirmée par la Commission de concertation de la recherche du Comité Français de Mécanique des Sols en janvier 1974.

C'est seulement en 1980 que la DGRST donnait un avis positif pour l'inscription au budget 81 de la construction sur le site de Nantes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, d'une grande centrifugeuse pour les recherches en mécanique des sols.

Cette installation est opérationnelle depuis décembre 1985 (fig. 3). Ce moyen d'essai national est mis en

œuvre par le LCPC pour le programme d'études générales et de recherches du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, mais aussi pour le compte d'autres équipes de recherches et à des fins d'essais industriels.

Caractéristiques essentielles

Du point de vue de ses dimensions principales, la centrifugeuse du LCPC peut être caractérisée par les valeurs suivantes :

- rayon 5,50 m de l'axe à la plate-forme de la nacelle ;
- accélération maximale 200 g (à 5 m de l'axe de rotation) ;
- masse maximale du modèle 2 000 kg à 100 g ; 500 kg à 200 g ;
- « capacité » 200 t × g (valeur maximale du produit masse embarquable × accélération centrifuge applicable à cette masse).

Le domaine de la machine est précisé sur le diagramme de la figure 4.

Le détail des caractéristiques mécaniques et des aspects technologiques de ce moyen d'essais sont décrits par CORTÉ et al. (1986) et GARNIER et al. (1988) pour les aspects concernant l'instrumentation.

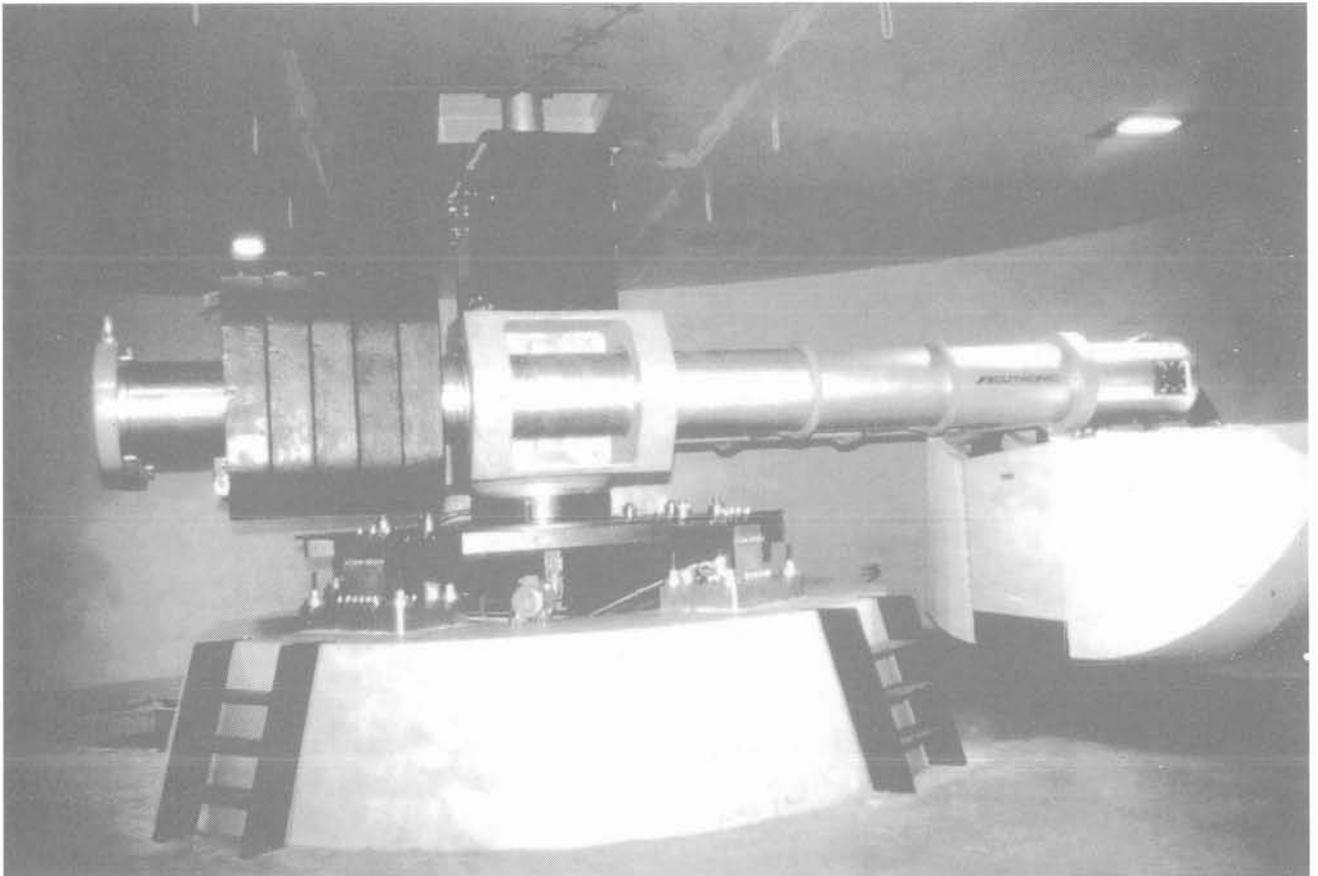


Fig. 3. — La centrifugeuse du LCPC.
Fig. 3. — The LCPC's centrifuge.

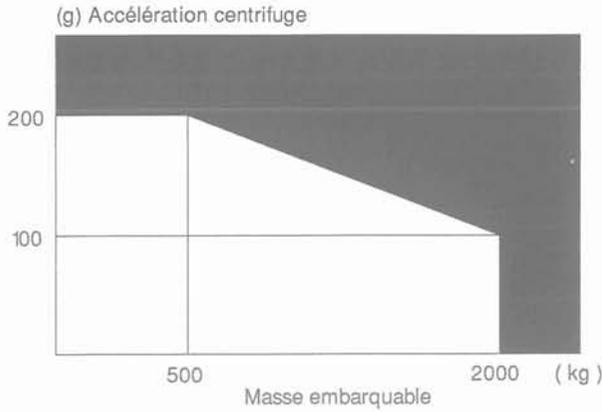


Fig. 4. — Domaine d'utilisation de la centrifugeuse du LCPC.
Fig. 4. — Range of application of the LCPC's centrifuge.

La plate-forme de la nacelle offre une surface de $1,40 \times 1,15$ m permettant d'embarquer des grands modèles dont l'encombrement dépasse 2 m^3 . La structure très ouverte donne une grande accessibilité aux corps d'épreuve. Un ensemble de 101 contacts tournants mesures pour les signaux bas niveau, de 5 contacts tournants puissance et 5 joints tournants hydrauliques permettent d'établir en cours de rotation, tout type de liaison entre le modèle et le poste de commande :

- mesures prises sur le corps d'épreuve ;
- commande et alimentation d'équipements embarqués électriques, pneumatiques ou hydrauliques (moteurs, vérins, électro vannes...);
- apports fluides (air, eau, huile).

Une caractéristique originale importante est le fait que les chaînes d'acquisition des mesures soient embarquées sur le rotor et que les signaux soient numérisés avant passage par les contacts tournants. Ces dispositions permettent ainsi d'éliminer les problèmes de perturbation rencontrés avec l'acheminement des signaux analogiques à travers des contacts tournants et sur de grandes longueurs de lignes. L'utilisation du multiplexage permet en outre le suivi d'un nombre de paramètres très supérieur à celui fixé par le nombre de contacts tournants dans le cas de liaisons directes.

La liaison entre les chaînes embarquées et le calculateur du poste de pilotage est établie via un câble coaxial et 2 contacts tournants haute fréquence (liaison aux normes IEEE 428 sérialisée par 2 extenseurs HP-IB). Le débit atteint 50 ko/s, un octet étant codé sur 22 bits.

Les caractéristiques des différentes chaînes de mesure et des liaisons sont décrites par GARNIER et al (1988).

Compte tenu de sa vocation géotechnique primitive, la centrifugeuse du LCPC a été conçue avec un ensemble de laboratoires et de matériels annexes pour la préparation des modèles de sol : trémie de pluviation automatisée pour les massifs de sable, bâtis de consolidation pour les sols fins. Pénétrromètre et scissomètre sont également disponibles pour la détermination des caractéristiques mécaniques des sols en cours de rotation. Ces différents équipements sont aussi présentés dans l'article de GARNIER mentionné ci-dessus.

BIBLIOGRAPHIE

- CORTÉ J.-F. (1985), *Revue des essais par centrifugation en géotechnique en France de 1973 à 1985*. Rapport des Laboratoires GT 5. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 41 p.
- CORTÉ J.-F. (1988), *Centrifuge'88*. 610 pp. Balkema, Rotterdam.
- CRAIG W.H., JAMES R.G., SCHOFIELD A.N. (1988), *Centrifuges in soil mechanics*, 266 pp. Balkema, Rotterdam.
- GARNIER J., COTTINEAU L.M. (1988), *La centrifugeuse du LCPC : moyens de préparation des modèles et instrumentation*. Centrifuge'88, pp. 83-92, Balkema, Rotterdam.
- HABIB P. (1988), *Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique. Présent numéro.
- MIKASA M., TAKADA N. (1973), *Significance of centrifugal model test in soil mechanics*. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1.2, pp. 273-278. Balkema, Rotterdam.
- SCOTT R.F. (1988), *Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique. Présent numéro.
- ZELIKSON A., LEGUAY P., BADEL D. (1981), *Représentation d'un séisme par des séquences de tirs d'explosifs en centrifugeuse*. Proc. 6th Conf. Structural Mechanics in Reactor Technology, k4/11.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

FORMATION CONTINUE

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

Maîtrise des travaux à l'explosif en génie civil	10 au 12 octobre	Luxembourg
Organisation d'un grand chantier : le pont de Cheviré	10 au 12 octobre	Nantes
Les enrobés à chaud	10 au 13 octobre	Nantes
Techniques de soutènement en élévation	17 au 20 octobre	Paris
Dimensionnement des chaussées neuves	17 au 20 octobre	Paris
Les procédés généraux de construction des ponts	24 au 26 octobre	Paris
Les enjeux de l'étude géotechnique	24 au 26 octobre	Paris
Une stratégie pour l'équipement des tunnels	7 au 9 novembre	Paris
Assises de chaussées	14 au 16 novembre	Paris
Conception et calcul des fondations	21 et 22 novembre	Paris
Conception et exécution de barrages	21 au 23 novembre	Paris
Les éléments finis : application aux calculs des structures	21 au 23 novembre	Paris
Organisation, conduite et surveillance des chantiers routiers et autoroutiers	21 au 23 novembre	Paris
Connaissance générale du béton	28 au 30 novembre	Paris
Journées d'études :		
Production de granulats et automatisation des carrières	24 octobre	Lyon
Responsabilité du géotechnicien face aux risques naturels et à la protection de l'environnement	16 et 17 novembre	Menton

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

essais en centrifugeuse et technique de la modélisation

centrifuge and modeling technology: a survey

R.F. SCOTT

California Institute of Technology *

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 15-34 (juillet 1989)

Résumé

Cet article passe d'abord en revue les différents essais vraie grandeur qui ont été ou peuvent être réalisés en géotechnique afin d'examiner ceux qui se prêtent à des expériences sur modèle réduit en centrifugeuse. Puis la discussion est centrée sur les relations de similitude et les conditions nécessaires pour obtenir la similitude des comportements du modèle et du prototype. A partir de postulats sur le modèle rhéologique Camclay, une méthode est proposée afin que des modèles réduits à 1 g puissent représenter correctement le comportement d'un problème prototype.

Abstract

This paper first makes a review of the different full-scale geotechnical tests that can be or have been carried out in order to examine which of them are appropriate for centrifuge experiments. Then the discussion is centered on scaling relations and requirements for similarity of model and prototype behaviour. From postulates based on the Camclay rheological model, a method is proposed by which 1 g reduced scale model tests may represent properly the behaviour of prototype problems.

* Pasadena, California 91125.

1. INTRODUCTION

Les centrifugeuses sont utilisées dans la recherche en géotechnique depuis maintenant soixante ans, et de façon intensive depuis quinze à vingt ans. Les centrifugeuses deviennent de plus en plus courantes. La technique semble avoir été acceptée par la communauté si l'on se réfère à la prolifération de machines dans tous les pays. Il est probable que nous serons noyés d'ici une décade sous les communications sur travaux en centrifugeuse en géotechnique, comme nous avons été submergés, à différentes époques de l'histoire de la mécanique des sols, par des articles sur la capacité portante, sur les pieux et plus récemment, sur les lois constitutives dans les sols. Nombre de petites (rayon inférieur à 1 m), moyennes (rayon de l'ordre de 2 m) et de grandes (rayon supérieur à 3 m) centrifugeuses ont été construites en Europe, au Japon et aux Etats-Unis, à la suite des développements menés initialement en Grande-Bretagne et en Union-Soviétique. Il faut s'attendre à une compétition croissante pour fournir du travail à ces centrifugeuses.

Dans ces conditions, il semble opportun d'examiner la philosophie de la modélisation géotechnique en centrifugeuse, les applications qui en sont faites, ainsi que la pertinence des relations de similitude appliquées aux modélisations à 1 g et en centrifugeuse. On essayera d'abord ici de classer les problèmes qui se présentent au géotechnicien du point de vue de leur aptitude à être étudiés par modèle physique. Puis on passera en revue les relations de similitude, et enfin, on examinera l'application à la prévision du comportement des ouvrages prototypes, de résultats d'essais sur modèles réduits effectués à 1 g et sous niveau de g plus élevé.

2. LES CLASSES DE PROBLÈMES SUR SITES

En premier lieu, nous considérerons les divers essais prototypes ou grandeur réelle qui peuvent être ou ont été effectués pour déterminer ceux qui sont appropriés pour des expériences en centrifugeuse. Ces essais ont été classés par ordre croissant de complexité, bien que ceci soit, dans une certaine mesure, affaire d'opinion. La liste ne prétend pas être exhaustive. Les essais grandeur réelle complètement instrumentés et documentés sur une structure quelle qu'elle soit, sont rares.

2.1. Fondations avec chargement externe

2.1.1. Statique

Dans ces problèmes, le chargement est appliqué relativement lentement à la structure et au sol, et l'enfoncement de la fondation est mesuré et représenté en fonction de la charge. De tels essais sont effectués pour vérifier des calculs analytiques ou par éléments finis mettant en jeu des équations différentielles ellip-

tiques, pour examiner les déplacements et contraintes dans le milieu. Vers la fin du chargement, quand la «rupture» de la fondation est imminente, les résultats des essais sont comparés avec les théories de capacité portante qui comportent des équations différentielles hyperboliques. En général, ces essais se veulent indépendants du temps, si bien qu'ils seront effectués avec une vitesse de chargement appropriée au type de sol selon qu'il s'agisse de sables secs ou saturés ou d'argiles.

Semelles sur ou proche de la surface du sol

Les essais prototypes les plus faciles à réaliser à une taille proche de la grandeur réelle sont peut être l'application d'un effort axial incliné, excentré ou latéral, à une fondation ou une semelle placée à la surface du sol ou légèrement encastrée. Ces essais portent sur des fondations de géométrie quelconque: filante, carrée, circulaire, etc. Le sol dans les essais de semelles ou de pieux est normalement dans son état naturel.

Charges d'essieux sur les chaussées

Si l'essieu se déplace lentement, pour qu'il n'y ait pas d'effet dynamique ou d'inertie dans la réponse de la chaussée, alors la charge peut être considérée comme statique transitoire. L'essai est pour l'essentiel similaire au chargement d'une fondation, exception faite de la nature déformable de la roue et de la géométrie particulière intervenant dans l'interaction chaussée/sol support. L'attention est ici portée à des aspects différents de la capacité portante habituelle, car ce qui intéresse l'ingénieur routier c'est la rupture, dans le sens restreint de la détérioration de la chaussée, c'est-à-dire un problème de déformations plastiques excessives. Les chaussées reposent à la fois sur des sols naturels et des sols reconstitués.

Tous les essais précédents peuvent être menés en prenant en considération l'influence du temps. Le sable (le sable comme l'argile peuvent être gelés dans le cas de construction en Arctique) peut fluer sous charge constante, en particulier sous des charges voisines de la rupture pour une fondation. On peut encore maintenir longtemps le chargement d'argiles et suivre leur tassement au cours du temps.

Pour aucun de ces essais, qu'ils soient ou non dépendants du temps, on ne peut tester des fondations très grandes ou appliquer des charges très importantes en raison du coût. Un programme d'essai implique des dépenses d'installation, d'instrumentation, d'essais, d'acquisition de données et d'étude devenant d'un coût rapidement prohibitif avec la taille. Pour cette raison, avec les structures offshore, qui mettent en jeu de très grands pieux, avec des diamètres de 1,2 m ou plus et des longueurs approchant 150 m, la conception n'est jamais basée sur le résultat d'essais vraie grandeur. Les méthodes de calcul se fondent sur une extrapolation de résultats d'essais sur pieux beaucoup plus petits, de moins de 30 m de longueur et de quelques dizaines de centimètres de diamètre. Comme on le sait, des essais de chargement de pieux isolés, en offshore, nécessitant des charges de 2-300 000 kN

n'ont jamais été effectués et sont peu probables dans le futur au vu des conditions économiques dans le monde pour le pétrole. Probablement le premier essai en vraie grandeur de ce type sera fait lorsqu'une plateforme sera affectée par une rupture de fondation.

2.1.2. Dynamique

Tous les essais décrits plus haut peuvent, bien sûr, être effectués sous chargement dynamique mais ces cas sont moins nombreux que les essais de chargement statique. Il en est rarement rendu compte dans la littérature, peut être en raison du nombre limité de situations réelles où le comportement de fondations sous charge dynamique a posé problème. Les facteurs de sécurité des fondations sous chargement statique sont en général si élevés (probablement de l'ordre de 6 à 10) que les charges dynamiques transitoires dues, par exemple, aux séismes, ne conduisent pas les fondations à une charge proche de la rupture si l'on excepte des conditions exceptionnelles comme celles ayant affecté une ou deux structures à Mexico en septembre 1985. A moins que le sol ne change de propriétés par liquéfaction, ou comme résultat de déformations cumulées sous un nombre important de cycles de contrainte élevée, la rupture de fondation sous condition dynamique paraît exceptionnelle. Pourtant des essais sur site de ce type ne sont pas spécialement difficiles à effectuer, au moins sur des fondations de petite taille et à faible niveau de chargement; ils seraient une source importante d'information et de connaissances sur les propriétés dynamiques des sols et sur l'interaction sol-structure pour la simulation en centrifugeuse ou par d'autres techniques.

2.2. Excavation et remblaiement (chargement pondéral intrinsèque)

Dans les essais décrits dans la partie précédente, le chargement est externe et est créé lors de l'expérimentation. Dans le cas présent, une situation courante en géotechnique est celle où le chargement est dû au matériau lui-même sous l'effet de la gravité. Les contraintes et déformations sont le résultat de l'effet de la masse des matériaux dans un environnement de pesanteur et de conditions aux limites imposées. Les structures mettant en jeu ce type de chargement incluent barrages, remblais, excavations, tranchées, déblais, etc.

2.2.1. Statique

Il est un peu difficile en pratique de séparer processus dépendants et indépendants du temps dans la réponse de telles structures, qui ont généralement une durée de vie longue; mais, par commodité nous discuterons séparément ces deux aspects. Considérant d'abord les comportements indépendants du temps, la classification est la suivante:

Excavations, murs ancrés et rideaux de palplanches. Le trait commun à ces constructions est que l'excavation a été faite et l'ouvrage est réalisé dans les sols en place et dans leur état naturel.

Remblais, barrages et murs de soutènement. Ces ouvrages sont réalisés avec des matériaux de construction qui sont des sols naturels remaniés et retraités par l'excavation, le transport et la mise en place.

Tunnels et puits verticaux. Les excavations situées entièrement sous la surface du terrain naturel constituent une catégorie spéciale, qui pourrait être rattachée au premier groupe, mais qui requiert un traitement particulier dans les essais sur modèle. Dans ces situations, le sol est déjà contraint sous la pesanteur, et les efforts sur la structure (revêtement du tunnel ou du puits) sont dus à un enlèvement de sol pour créer une cavité dans le milieu continu. Les contraintes et déplacements autour de la cavité se développent de manière tridimensionnelle à mesure que la cavité progresse mais se réduiront éventuellement à un problème bidimensionnel quand le tunnel ou le puits sera plus long. Autour de la base d'un puits vertical, les conditions de contraintes sont bien sûr, tridimensionnelles. Dans les tunnels profonds, le champ de contraintes induit par la gravité est relativement uniforme devant les dimensions du tunnel.

La dépendance en fonction du temps du comportement des structures citées dans cette partie peut être généralement séparée en deux aspects: l'aspect consolidation avec dissipation des pressions interstitielles, et le fluage. La question de la consolidation est bien comprise. En revanche, les processus de fluage n'ont pas été étudiés aussi en détail, bien qu'ils représentent un facteur important de modification des contraintes dans le cas des écrans de soutènement ancrés et des tunnels pour lesquels le changement des contraintes s'établit sur des périodes de temps relativement longues.

2.2.2. Dynamique

Toutes les structures décrites ci-dessus peuvent être soumises à des sollicitations dynamiques dues à des explosions, des séismes, mais les effets principaux du point de vue de l'ingénieur sont souvent restreints aux constructions au-dessus du sol. Les effets des séismes sur les tunnels paraissent moins sévères que sur les structures en surface. Dans les matériaux secs ou partiellement saturés ou dans les sols granulaires plus fins totalement saturés des déplacements excessifs, voire la rupture, peuvent résulter d'une sollicitation dynamique. Avec les argiles, la dégradation du comportement du sol sous cycles de chargement peut être importante. Cependant, il est bien connu qu'avec les sables saturés, la préoccupation principale pour la plupart des structures sous excitation sismique ou sous choc, c'est la possibilité de liquéfaction.

2.3. Pénétration

Une catégorie différente d'essais sur site regroupe les situations où le processus implique un passage de la surface en profondeur et pour lesquelles les effets de surface sont minimes. Les fondations profondes, les essais de pénétration, les pieux et les ancrages entrent dans cette catégorie.

2.3.1. Statique

SPT, CPT, pieux, ancrages. Au stade de la reconnaissance, des essais statiques peuvent comprendre des profils au pénétromètre (CPT) avec lequel une

petite pointe conique est foncée dans le sol relativement lentement, tandis que l'on mesure la résistance sous la pointe du cône et le frottement sur un manchon.

L'essai de chargement statique est généralement effectué sur les pieux après dissipation des pressions interstitielles provoquées par le battage. Des pieux de 20 à 30 m de longueur sont fréquemment testés sous charge axiale, mais souvent, seuls la charge appliquée et le déplacement de la tête sont mesurés. Des pieux plus grands ou des caissons, et en particulier les très grands pieux en offshore et les groupes de pieux ne peuvent pas être testés. La même observation s'applique à certains ancrages, et aux radiers fortement encastrés.

Le phénomène dépendant du temps qui suit la pénétration du cône dans les sables saturés et argiles peut être suivi si le cône est équipé d'un capteur de mesure de pression fluide. Les pieux n'exhibent pas en général de tassement important sous charge maintenue et les effets de consolidation, fonction du temps, sont de ce fait négligés si l'on excepte le phénomène de cicatrisation. En revanche, les pieux dans les sols gelés sont sujets au fluage, et il doit en être tenu compte dans la conception des pieux en sol gelé.

2.3.2. Dynamique

Des conditions dynamiques prévalent dans de nombreux problèmes de cette catégorie. A l'échelle la plus petite, on trouve l'essai SPT. Beaucoup d'études ont été faites sur l'aspect dynamique de cet essai de pénétration et sur son effet sur le nombre de coups. En raison de la taille réduite de l'équipement, de telles études peuvent être conduites dans de grandes cuves en laboratoire ou sur site dans un milieu assez uniforme. Pour les pieux battus, l'aspect dynamique de l'interaction sol-pieu a focalisé une attention considérable en raison de la perspective d'obtenir la résistance statique à l'enfoncement du pieu à partir de mesures appropriées lors du battage.

Explosions, cratères. Un autre volet du comportement dynamique des sols sont les applications généralement militaires, des phénomènes de pénétration et d'explosion. Dans le cas de la pénétration, le sujet est celui de la distance sur laquelle un projectile peut pénétrer dans le sol. Avec des bombes et des missiles, le cratère ou la cavité formés dans le sol par l'explosion qui suit est un problème d'intérêt considérable. Les aspects importants sont l'effet de la taille et de la position de la charge explosive, et des propriétés du sol sur le diamètre et la profondeur du cratère de la cavité. Ces événements explosifs s'accompagnent d'effets transitoires de longue durée impliquant la dissipation des pressions interstitielles, l'éboulement des parois du cratère et des changements de propriétés dans les sols adjacents. Peu d'attention a été accordée à ces phénomènes jusqu'à présent.

Pour la Défense, les effets des explosions sur les structures enterrées ou en surface sont très importants, ce qui explique que l'intensité et l'évolution dans le temps de la sollicitation frappant une structure aient, elles, été étudiées.

3. MODÉLISATION DES CONDITIONS DE SOL

Pour la construction de modèles, des matériaux différents demandent à être traités différemment, quelle que soit l'échelle, en centrifugeuse ou non. On discute ici brièvement des différents matériaux géotechniques et des difficultés associées à leur modélisation. Dans quelques circonstances impliquant ou non des essais en centrifugeuse, certaines des propriétés devront être représentées à l'échelle, alors le matériau réel ne pourra pas être utilisé.

3.1. Sable

Il n'est généralement pas difficile de préparer en laboratoire du sable dans un état uniforme de densité relative prédéterminée alors qu'aucun sable ne peut être prélevé dans des conditions non perturbées pour l'utiliser dans un modèle. Des questions essentielles se posent sur la structure du sol obtenu.

Un intérêt particulier a été porté au développement de l'anisotropie dans les dépôts de sable naturels et reconstitués, et sur l'effet d'une telle anisotropie sur les propriétés du matériau. La simulation de conditions en place anisotropes particulières est difficile sinon impossible en raison même du problème de caractérisation de l'anisotropie. Quelquefois, le sable apparaît être partiellement cimenté du fait du temps ou d'effets chimiques; la modélisation d'une telle cimentation soulève aussi certaines difficultés. Cependant, une cimentation artificielle utilisant du ciment Portland ou du plâtre de Paris peut être envisagée. Notons enfin les difficultés attachées à la construction de remblais en sable (effets de Coriolis) ou d'excavations, dans la centrifugeuse en cours de rotation.

3.2. Argile

Bien qu'un bloc d'argile pratiquement non remanié puisse être prélevé sur site, il représente les propriétés de l'argile sur un échantillon de très petites dimensions. Un modèle construit à partir de lui ne peut donc pas simuler les propriétés à l'échelle de l'ensemble du site prototype. Le sol prototype, qu'il soit normalement ou surconsolidé, doit ainsi être modélisé pour un essai à l'échelle réduite. Un profil d'argile normalement consolidée, peut être obtenu en laboratoire ou en centrifugeuse à partir d'un matériau préparé à une teneur en eau voisine de la limite de liquidité. De tels spécimens sont, bien sûr, toujours remaniés. En laboratoire la reproduction d'un profil normalement consolidé est plus difficile et l'argile sera en général consolidée par couches, dans une presse, à différents niveaux, puis réassemblée. La consolidation peut être obtenue en utilisant le gradient hydraulique et les forces de masse associées pour obtenir un champ de pesanteur artificiel. Dans les deux cas, un temps important est nécessaire pour obtenir l'état consolidé recherché sur toute l'épaisseur du profil de sol. Un profil normalement consolidé n'est pas souhaitable pour les expériences comportant des structures en surface car l'argile a une résistance nulle à ce niveau. Dès lors toute structure posée en surface subira de

grands tassements dus aux déformations plastiques du matériau extrêmement souple sur lequel il repose. Dans de tels essais, il est souhaitable d'avoir un matériau légèrement surconsolidé ce qui peut être obtenu par addition d'un chargement de surface, que l'on enlèvera après, pour fournir la résistance de surface cherchée.

Si l'argile est surconsolidée avec une valeur à peu près uniforme sur l'épaisseur, alors les procédures de modélisation à une échelle quelconque sont directes. Un échantillon peut être consolidé en laboratoire dans une presse. Si, au contraire, l'argile est surconsolidée avec un profil de résistance compliqué résultant de la dessiccation ou d'autres effets, la préparation du modèle sera difficile. On peut envisager alors une consolidation par couches en laboratoire, sous presse, puis l'assemblage des différentes couches de matériaux pour former le modèle.

3.3. Roche

La structure, qu'elle soit naturelle ou faite par l'homme, peut avoir des dimensions trop importantes pour être modélisée sur la centrifugeuse, sans qu'il faille aussi reproduire à l'échelle les propriétés de la roche. On doit alors fabriquer un matériau complètement artificiel. A l'évidence, des difficultés se présentent ici pour la caractérisation du comportement de la roche réelle et de la roche modèle, de même en ce qui concerne la construction du matériau artificiel pour avoir une similitude de comportement correcte.

3.4. Sols-structures

Les structures considérées dans le chapitre «Classes de problèmes sur sites» où le sol réel était modifié par excavation ou remanié pour former des remblais ou des barrages présentent des problèmes particuliers de modélisation. Les conditions initiales avant application des charges ultérieures (que celles-ci résultent d'un accroissement de g ou de constructions en surface après excavation ou construction de remblais) dépendent entièrement du processus et de l'historique de la construction. Il est clair, dans ces cas, que la construction du modèle doit simuler d'aussi près que possible le processus adopté pour le prototype. Dans la centrifugeuse ceci est difficile mais peut être obtenu en construisant le remblai ou en creusant l'excavation en cours de rotation. S'il y a dissipation de pressions interstitielles et consolidation, il faut porter attention à l'échelle de temps de la construction dans la centrifugeuse; des temps importants peuvent être alors requis.

Comme un ancrage doit être enfoui dans le sol, sa relation effort-déplacement dépendra aussi probablement du processus d'excavation et de remblaiement et devra être représenté dans le modèle. Ces effets seront moins importants si l'on s'intéresse uniquement aux efforts de rupture. L'état de contrainte autour d'un pieu réel dépend lui du processus de battage, qui devrait être simulé correctement dans un essai sur modèle réduit. Les études sur modèle effectuées sans porter attention aux relations de similitude ont mon-

tré que la loi effort-déplacement d'un groupe de pieux dépend de l'ordre dans lequel les pieux sont battus. Une simulation correcte du battage des pieux et de la séquence de battage dans un groupe apparaît difficile à simuler correctement dans des essais en centrifugeuse.

3.5. Conditions spéciales

On rencontre un problème particulier dans les études sur modèle lorsque le comportement du milieu prototype est affecté ou constitué entièrement de discontinuités (à l'exception des discontinuités entre grains individuels dans un milieu granulaire). Dans des argiles fracturées ou fissurées et dans des masses rocheuses existent fréquemment des réseaux complexes de discontinuités qui ont des effets importants sur les champs de déplacements et de contraintes qui se développent dans le milieu lorsqu'on applique un effort. Dans de nombreux matériaux géologiques, la rupture se produit comme le résultat d'un cisaillement le long de lentilles minces ou de surfaces de rupture. Ceci soulève des questions quant à la simulation correcte sur modèle réduit du développement de tels phénomènes. Il semble à l'heure actuelle très difficile de produire des modèles de structures réelles ayant un tel comportement de fracturation ou de rupture. Une application reste peut-être la vérification de codes de calcul conçus pour traiter de telles difficultés. Dans ce cas les essais sur modèles ne prétendent pas simuler un prototype particulier mais plutôt un prototype général ou idéal qui est l'objet de l'étude analytique.

Ces considérations sont résumées dans le tableau 1.

4. LES RELATIONS DE SIMILITUDE

Baucoup de choses ont été écrites à propos des relations de similitudes applicables aux essais en centrifugeuse (6). Les éléments donnés ci-dessous reproduisent certains développements traditionnels des équations, pour aboutir aux conditions nécessaires pour une similitude correcte pour des essais effectués à un niveau de g et une échelle quelconques. Les relations de similitude peuvent être établies de différentes façons, par exemple par l'analyse dimensionnelle, ou en considérant les équations décrivant la réponse du matériau aux charges appliquées. Nous suivrons ici la dernière approche.

Les équations d'équilibre dynamique ont la forme générale :

$$\frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} + f_i = \rho u_{i,tt} \quad (1)$$

où τ représente les contraintes, f les forces de volume par unité de volume, ρ la densité et u le déplacement.

Une composante de cet ensemble est :

$$\frac{\partial \tau_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \tau_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \tau_{13}}{\partial x_3} + f_1 = \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} \quad (2)$$

Tableau 1 — Essais prototypes et considérations sur la modélisation
Table 1 — Prototype tests and modelling considerations

Essais grandeur réelle	Possibilités de simulation des matériaux pour des essais à échelle réduite		
	Matériaux naturels	Remaniés	Préoccupations
Fondations avec charges extérieures fondations superficielles essieu	impossible en toutes circonstances	même matériau	densité, consolidation, vieillissement, cimentation, anisotropie, taille des grains
Chargement gravitaire, remblai, barrages, murs de soutènement, puits, tunnels		même matériau	comme ci-dessus, et installation ou excavation en cours de rotation
Fondations profondes, pieux, groupes de pieux (statique) SPT, CPT (dynamique), pieu, battage (dynamique) Explosions (dynamique), réponse sismique (dynamique) toutes structures		même matériau peut-être même matériau	comme au-dessus taille des grains, effets de Coriolis, petits détails
Très grandes échelles, barrage, plate-forme pétrolière offshore, centrale nucléaire Glissement de terrain, coulées, structures géologiques, tectonique des plaques, dômes de sel, faille		même matériau matériau artificiel	propriétés des matériaux réels et artificiels, joints, fractures, espacement, petites constructions et détails géologiques

qui peut être écrite avec les valeurs relatives au prototype en ajoutant l'indice p aux différents termes, ainsi τ_{12p} , x_{1p} , t_p , etc. Si les quantités prototypes sont exprimées à l'aide des facteurs d'échelle adimensionnels τ^* , x^* , t^* , etc., multipliés par les quantités afférant au modèle, l'équation d'équilibre du prototype (2) peut être réécrite en quantités du modèle :

$$\frac{\tau^*}{x^*} \left[\frac{\partial \tau_{11m}}{\partial x_{1m}} + \dots \right] + f^* f_{1m} = \rho^* \rho_m \frac{x^* \partial^2 u_{1m}}{(t^*)^2 \partial t_m^2} \quad (3)$$

ou

$$\left[\frac{\partial \tau_{11m}}{\partial x_{1m}} + \dots \right] + \frac{f^* x^*}{\tau^*} f_{1m} = \frac{\rho^* (x^*)^2}{\tau^* (t^*)^2} \frac{\partial^2 u_{1m}}{\partial t_m^2} \quad (4)$$

où τ^* est le rapport de la contrainte dans le prototype à celle dans le modèle en des points homologues, x^* est le facteur d'échelle des longueurs et t^* est le facteur d'échelle du temps, etc.

Comme les éléments du modèle doivent être aussi en équilibre dynamique, en écrivant une équation identique à (2) mais avec des indices m, cette condition d'équilibre est satisfaite si :

$$\frac{f^* x^*}{\tau^*} = 1 \quad (5)$$

et

$$\frac{\rho^* (x^*)^2}{\tau^* (t^*)^2} = 1 \quad (6)$$

Dans les problèmes statiques, seule la relation (5) intervient. En général, dans les problèmes géotechniques, f_j sont des forces de masse dues à la gravité et peuvent être écrites :

$$f_j = \rho g_j \quad (7)$$

où g_j sont les composantes de l'accélération gravitationnelle. Dans le repère choisi, habituellement, l'une de ces directions est prise selon la verticale et g est alors simplement l'accélération de la pesanteur. En considérant (7) pour le prototype et le modèle, la relation de similitude (5) devient :

$$\frac{\rho^* g^* x^*}{\tau^*} = 1 \quad (8)$$

Ces relations sont valables quelle que soit la nature ou le comportement des matériaux du modèle, et du prototype (solide, liquide, gaz). Ainsi, avant de discuter les équations (6) et (8) plus loin, il y a une autre condition qui doit être satisfaite — les relations de comportement entre modèle et prototype doivent être accordées. Si par exemple, le modèle et le matériau ont un comportement élastique linéaire, la relation constitutive est de la forme :

$$\epsilon_{11} = \frac{1}{E} [\tau_{11} - \nu (\tau_{22} + \tau_{33})] \quad (9)$$

Comme plus haut, ceci peut être écrit pour le prototype et modifié pour le modèle afin d'obtenir la condition de similitude (comme les déformations sont sans dimension).

$$\frac{\tau^*}{E^*} = 1 \tag{10}$$

Le coefficient de Poisson doit être le même dans le modèle et dans le prototype car c'est une grandeur adimensionnelle. Le résultat, équation (10), pourrait aussi avoir été établi par l'analyse dimensionnelle ou en considérant que E a les dimensions d'une contrainte. Les sols ne sont pas, bien sûr, élastiques linéaires, et sont décrits par des relations plus complexes. Le modèle le plus simple est basé sur l'hypothèse d'état critique, comme utilisée, par exemple, par ROSCOE et BURLAND. Le modèle Camclay s'appuie sur la théorie élastoplastique incrémentale si bien qu'outre les conditions d'équilibre précédentes, le modèle nécessite la donnée d'une surface de charge, d'une règle d'écoulement, et d'une loi d'écrouissage. Ce modèle peut être pris comme exemple pour établir les relations de similitude.

La surface de charge est elliptique, elle doit avoir la même forme pour le prototype et le modèle. Elle est exprimée habituellement par :

$$q^2 - M(pp_c - p^2) = 0 \tag{11}$$

où q est la contrainte de cisaillement, $(\tau_{11} - \tau_{33})/2$, p est la composante hydrostatique en contraintes effectives, $(\tau'_{11} + 2 \tau'_{33})/3$, M est une constante sans dimension, et p_c est la valeur de p à l'intersection de l'ellipse et de l'axe des p . A l'évidence p doit être le même dans le prototype et le modèle, et p , et q , étant des contraintes, doivent satisfaire aux relations de similitude exprimées par l'équation (8).

La loi d'écrouissage dans le modèle Camclay prend en compte la variation de volume du matériau, dans un état normalement consolidé. Ceci est simplifié dans le modèle sous la forme d'une relation linéaire entre un volume spécifique adimensionnel v ($1 + e$ où e est l'indice des vides) et le logarithme de la contrainte hydrostatique effective, p normalisée par une contrainte unité. Cette droite est définie par sa pente λ (adimensionnelle) et par un volume spécifique pris habituellement égal à la valeur v_1 pour $p = 1$. Le déchargement à partir d'une contrainte p_c est aussi approximé par une droite dans l'espace v -log p , de pente adimensionnelle κ . Les déformations dans le sol sont prises comme la somme des composantes élastique et plastique. Les déformations volumiques élastiques sont non linéaires mais réversibles, et sont décrites par κ , alors que les distorsions élastiques sont supposées linéaires dans une version du modèle et sont décrites avec le module de cisaillement G .

Les déformations plastiques incrémentales sont généralement calculées en utilisant une loi d'écoulement associée, bien qu'une loi non associée puisse être utilisée. Avec la loi d'écoulement, la direction du vecteur incrément de déformation plastique (PSIV) est rapportée à la normale à la surface de charge dans l'espace des contraintes, au point de contrainte considérée. C'est l'angle entre PSIV et la normale qui

caractérise le degré de non-associativité : un angle nul correspond à une loi associée ou normale ; des angles différents de zéro sont employés avec une loi d'écoulement non associée.

Un sol qui a été chargé jusqu'à une certaine valeur de la contrainte effective hydrostatique p_c puis déchargé jusqu'à une contrainte p_1 est caractérisé par le rapport (adimensionnel) p_c/p_1 appelé rapport de surconsolidation (OCR). Si OCR égal 1, le sol est normalement consolidé.

Il est fait l'hypothèse, dans la théorie d'état critique, qu'un sol, soumis à des contraintes de cisaillement, atteindra éventuellement un état critique où les déformations se développent à vitesse constante, pour une valeur de volume spécifique reliée à la contrainte effective hydrostatique. A cet état, la relation entre contrainte de cisaillement, volume spécifique, et contrainte hydrostatique (dans l'espace $q - v - \log p$) est une courbe dont la projection est une droite dans le plan $v - \log p$. Cette ligne droite est appelée ligne d'état critique et est supposée être parallèle et sous la droite d'état normalement consolidé.

Dans les essais sur modèles réduits utilisant un matériau Camclay, il suit que le sol du modèle doit avoir les mêmes caractéristiques de changement de volume que le prototype (lui-même de type Camclay) en raison des constantes adimensionnelles intervenant, bien que la réponse du matériau du modèle puisse correspondre à un intervalle différent de la droite du plan v -log p . Quelle que soit la loi d'écoulement qui s'applique au prototype, celle-ci doit être aussi applicable au modèle, parce que la règle est représentée par un angle, quantité adimensionnelle. Une autre des conséquences du modèle Camclay est que deux sols, possédant les mêmes caractéristiques λ , κ et v_1 et ayant la même valeur de OCR, même s'ils ont subi des pressions maximales p_c différentes, exhiberont des comportements contrainte-déformation similaires quand ils sont soumis à des chemins de contraintes semblables. Les contraintes sur les deux courbes contrainte-déformation différeront pour des déformations identiques seulement dans le rapport des deux pressions de préconsolidation.

Cette similitude supposée pour le comportement en cisaillement, ce qui inclut les déformations élastiques, a des conséquences pour le module de cisaillement du matériau du modèle réduit, qui doit suivre la règle de similitude (8) pour le facteur d'échelle des contraintes τ^* , parce que G a les dimensions d'une contrainte. On doit noter ici que le module de déformation volumique K est non linéaire parce que κ est constant dans une représentation semi-logarithmique, avec :

$$v = v_c - \kappa \log \frac{p}{p_c} \tag{12}$$

La déformation volumique $d\epsilon_v$ est donnée par :

$$d\epsilon_v = \frac{\kappa}{pv} dp \tag{13}$$

en considérant les déformations de compression comme positives. Cependant, la déformation volumique est aussi définie par :

$$d\epsilon_v = \frac{dp}{K} \quad (14)$$

si bien que K devient une fonction de la pression p :

$$K = \frac{pv}{\kappa} \quad (15)$$

comme κ est petit le changement de v avec p est aussi petit, et K est donc presque linéaire avec p .

4.1. Essais sur modèle réduit

Pour des essais statiques qui tendent à simuler un prototype réel ou hypothétique, les relations de similitude sont données par l'équation (8). En général, pour les matériaux du génie civil, incluant les sols, la densité du matériau du modèle réduit est presque la même que celle du prototype. En effet il est difficile de la rendre très différente, tout en conservant les propriétés souhaitées. Comme il est bien connu, le comportement mécanique du sol est si dépendant de facteurs comme la taille des grains, la courbe granulométrique, l'angularité, l'état de surface, etc., que sa substitution par un milieu granulaire fait de particules métalliques (pour augmenter la densité) ou de matières plastiques (pour la diminuer) donnerait des réponses très différentes sous les contraintes appliquées. Généralement, ainsi, pour les essais sur modèles réduits, le même sol ou un sol semblable à celui du prototype est utilisé. Dans ce cas ρ^* est égal à l'unité et l'équation (8) devient:

$$\frac{g^* x^*}{\tau^*} = 1 \quad (16)$$

Des essais sur modèles réduits ont des facteurs d'échelle géométrique plus grands que 1, habituellement dans l'intervalle 10 à 100, bien que des valeurs plus grandes puissent être employées. Afin de produire des relations contrainte-déformation similaires, un objectif souhaitable est de reproduire les mêmes contraintes en des points homologues du prototype et du modèle réduit. Ceci implique que $\tau^* = 1$, et donc, d'après (16) dans ce cas précis, la similitude peut seulement être obtenue si g^* et x^* sont inversement proportionnels. La conséquence en est la nécessité d'utiliser des niveaux d'accélération accrus dans les essais sur modèles réduits, ce qui a conduit au développement de centrifugeuses géotechniques. Dans le cas d'essais dynamiques sur sol sec, avec les conditions d'essai en centrifugeuse, l'équation (6) donne:

$$t^* = x^* \quad (17)$$

Ces relations de similitude sont maintenant bien connues, et généralement acceptées, tant que le prototype et le sol modèle ont des comportements similaires, bien que des questions subsistent en ce qui concerne les forts gradients de déformation dans les modèles réduits.

Comme l'expérimentation en centrifugeuse est complexe, il est apparu souhaitable d'examiner les conditions nécessaires pour obtenir une similitude correcte pour des essais sur modèles réduits effectués à 1 g en laboratoire. Ceci nécessite une vue différente des relations de similitude.

4.2. Modélisation à 1 g

Comme on utilise le même sol ou un sol semblable dans les essais sur modèle réduit en laboratoire, ρ^* et g^* seront égaux à l'unité dans l'équation (8) et ainsi:

$$\tau^* = x^* \quad (18)$$

Ceci est obtenu dans les essais de sol à 1 g, quand les contraintes sont produites par le poids propre du sol. Il s'en suit que les propriétés élastiques du sol, E et G , doivent varier comme τ^* (ou x^*), c'est-à-dire, doivent dépendre de p , la contrainte effective hydrostatique. A partir d'expériences dans lesquelles E est simplement pris comme la pente initiale de la courbe contrainte-déformation d'un essai de compression au triaxial, on déduit généralement que E varie comme une puissance de la contrainte de confinement; typiquement 0,5. Pour des valeurs de déformations plus grandes, un exposant égal à 1 a été proposé. Cependant, l'interprétation des essais de laboratoire, pour l'application à des essais sur modèle réduit dans lesquels les charges sont appliquées jusqu'à la rupture, devrait impliquer l'établissement d'une relation constitutive complète pour rendre compte du comportement non linéaire dissipatif du sol. Si ceci est fait, le module E ou G , est simplement l'une des nombreuses constantes qui doivent être déterminées sur la base d'un meilleur ajustement du modèle à des résultats fournis par un certain nombre d'essais portant sur des géométries et des chemins de charges variables. Aucune étude de la variation de E avec p dans ces conditions n'est connue de l'auteur.

Dans le modèle Camclay, il a été montré par l'équation (15) que le module volumique K varie presque linéairement avec la pression. Comme E et G peuvent être exprimés en fonction de K et du coefficient de Poisson:

$$E = 3K(1 - \nu) \quad (19a)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (19b)$$

et que ν est indépendant de l'échelle, une interprétation du modèle Camclay est une dépendance linéaire de E et G avec la pression selon l'équation (15). La similitude des relations contrainte-déformation exhibée par des sols Camclay ayant le même OCR mais différentes valeurs de p_c a été décrite. Par conséquent, si un sol Camclay représente à la fois des essais statiques prototypes et à échelle réduite à 1 g, l'équation (18) sera satisfaite, et les données du modèle réduit peuvent être appliquées au prototype. Les déplacements et contraintes obtenus sur le modèle réduit doivent être multipliés par x^* pour fournir les valeurs prototypes, les forces par $(x^*)^3$, moments et énergies par $(x^*)^4$, moments d'inertie (EI) par $(x^*)^5$. Dans les essais dynamiques, l'équation (6) donne:

$$t^* = (x^*)^{0,5} \quad (20)$$

si bien que les vitesses du modèle réduit doivent être multipliées par $(x^*)^{0,5}$ et les accélérations demeurent inchangées. Les facteurs d'échelle pour les essais en centrifugeuse et à 1 g sont donnés dans le tableau 2.

Tableau 2 — Facteurs d'échelle
Table 2 — Scale factors

Centrifugeuse	Quantité	Modèle réduit à 1 g
n	Déplacement	n
n	Temps (dynamique)	$n^{0,5}$
1	Vitesse	$n^{0,5}$
n^{-1}	Accélération	1
n^2	Force	n^3
n^3	Energie, moment	n^4
n^4	Moment d'inertie	n^5
n^{-1}	Fréquence	$n^{-0,5}$
n^2	Temps (consolidation)	$n^{0,5}$ si $C_v = n$ n si $C_v = n^{1,5}$

Il a été suggéré par BEEN et JEFFERIES [2] que, de façon semblable à la ligne d'état critique pour Camclay, il existait pour les sables une ligne d'état

permanent «Steady State Line» (SSL) dans le plan $v - \log p$, qui a la signification suivante. Si un sable, à un certain volume spécifique (ou un indice des vides) pour une valeur particulière de p , pour lequel le volume spécifique diffère, de la valeur donnée par la ligne SSL à la même valeur p , d'une quantité Δv (qui peut être positive ou négative) alors le même sable, à une autre valeur de p , aura le même comportement contrainte-déformation normalisé lorsqu'on le soumet au même trajet de charge, s'il existe un volume spécifique donnant le même Δv à cette autre valeur de p . Ce postulat est identique à celui décrit plus haut par ROSCOE et POOROOSHASB [16] pour le matériau Camclay. La figure 1 montre une ligne droite dans le plan $e - \log p$, qualifiée ici de ligne d'état critique permanent et des points sur des lignes qui lui sont parallèles, pour lesquelles la condition de similitude pourrait être satisfaite. Le point à état de contrainte plus élevé est repéré par P (prototype); celui à l'état de contrainte plus faible M (modèle). On voit que le sol du modèle est à un indice des vides plus élevé que celui du prototype. Comme le paramètre de normalisation est p , il suit

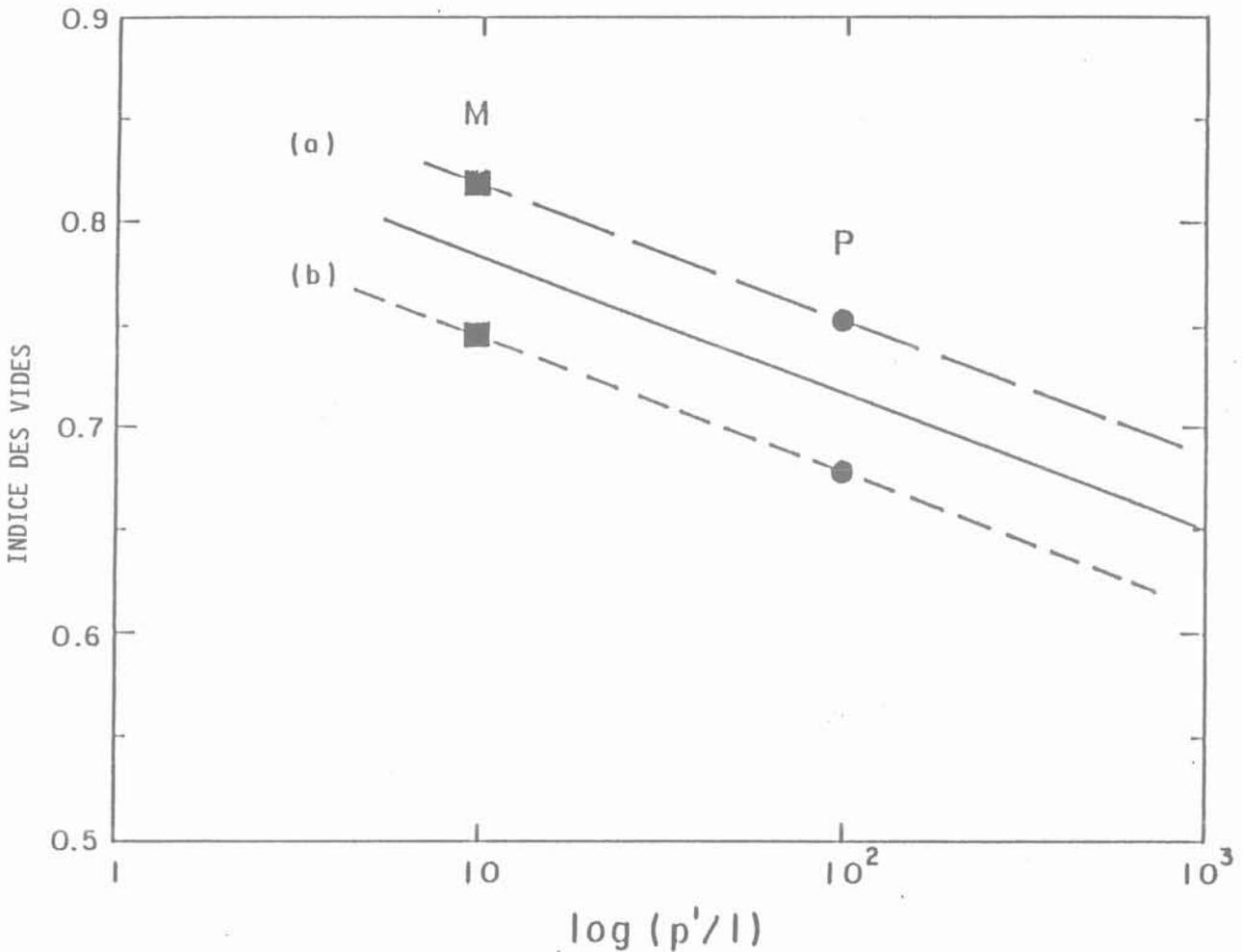


Fig. 1. — Ligne d'état critique (ligne continue) et conditions pour la similitude des relations contrainte-déplacement. P-prototype; M-modèle réduit; état de contrainte pour (a) les indices de vide plus élevés et (b) les indices de vide plus faibles que l'indice critique.
Fig. 1. — Critical or steady state line (solid line) and conditions for stress-strain similarity. P-prototype; M-model stress conditions for (a) void ratios higher and (b) void ratios lower than critical.

qu'un tel matériau satisfèrait les conditions de similitude pour des essais sur modèles réduits à 1 g.

Dans les essais sur modèle effectués dans le passé, on a généralement retenu comme condition que la densité relative D_r devrait être la même pour le modèle réduit et le prototype. Dans la littérature, le sol modèle est décrit comme « lâche », « dense », etc., avec la conséquence que le comportement observé sera représentatif d'un sol prototype « lâche », « dense », etc. [3, 7, 12, 14, 18]. Cependant, il est bien connu que la relation contrainte-déformation d'un sol dépend à la fois de la densité relative et de la contrainte effective de confinement. La condition de similitude requise montrée par la figure 1 peut être évaluée comme suit.

La déformation volumique, ϵ_v , est reliée plus particulièrement à la densité relative et à la contrainte de confinement. Un sol à une densité relative quelconque se contractera, n'exhibera aucune variation de volume, ou se dilatera, selon la contrainte effective hydrostatique, p , qui lui est appliquée. Seul l'intervalle de variation de p change, pour ces différentes réponses en volume, lorsque la densité relative est variée. Deux ensembles typiques de courbes contrainte-déformation et déformation volumique sont présentés dans les figures 2 et 3 pour des états lâches et denses d'un même sol testé en compression triaxiale, à différentes pressions de confinement [10].

En considérant ces deux figures comme une référence, pour des essais sur modèle réduit, la question pertinente pour les conditions de similitude se pose ainsi: si le même sol est testé à deux densités relatives différentes, et à deux pressions p différentes de telle sorte que les relations déformation volumique fonction de la déformation axiale soient identiques, comment se compareraient les réponses contrainte de cisaillement normalisé (par p) en fonction de la déformation axiale? A partir des figures 2 et 3 et d'autres données, on a établi les courbes présentées par la figure 4 pour des essais donnant des déformations volumiques comparables (dans ce cas, proche d'une variation volumique nulle sur l'intervalle de déformations axiales développées). Il n'a pas été possible d'obtenir des données pour des comportements en déformations volumiques identiques. On voit que les courbes donnant la différence de contrainte normalisée en fonction de la déformation axiale (figure 4 b) sont raisonnablement similaires, et sont cohérentes avec les variations de déformations volumiques associées. Apparemment des comportements avec variations de volume identiques, si tant est qu'on ait pu obtenir cette situation, auraient réduit les différences entre les courbes contrainte-déformation. Ces résultats tendent à confirmer les hypothèses de similitude avancées précédemment en relation avec les lignes d'état critique et d'état permanent. Dans la figure 4,

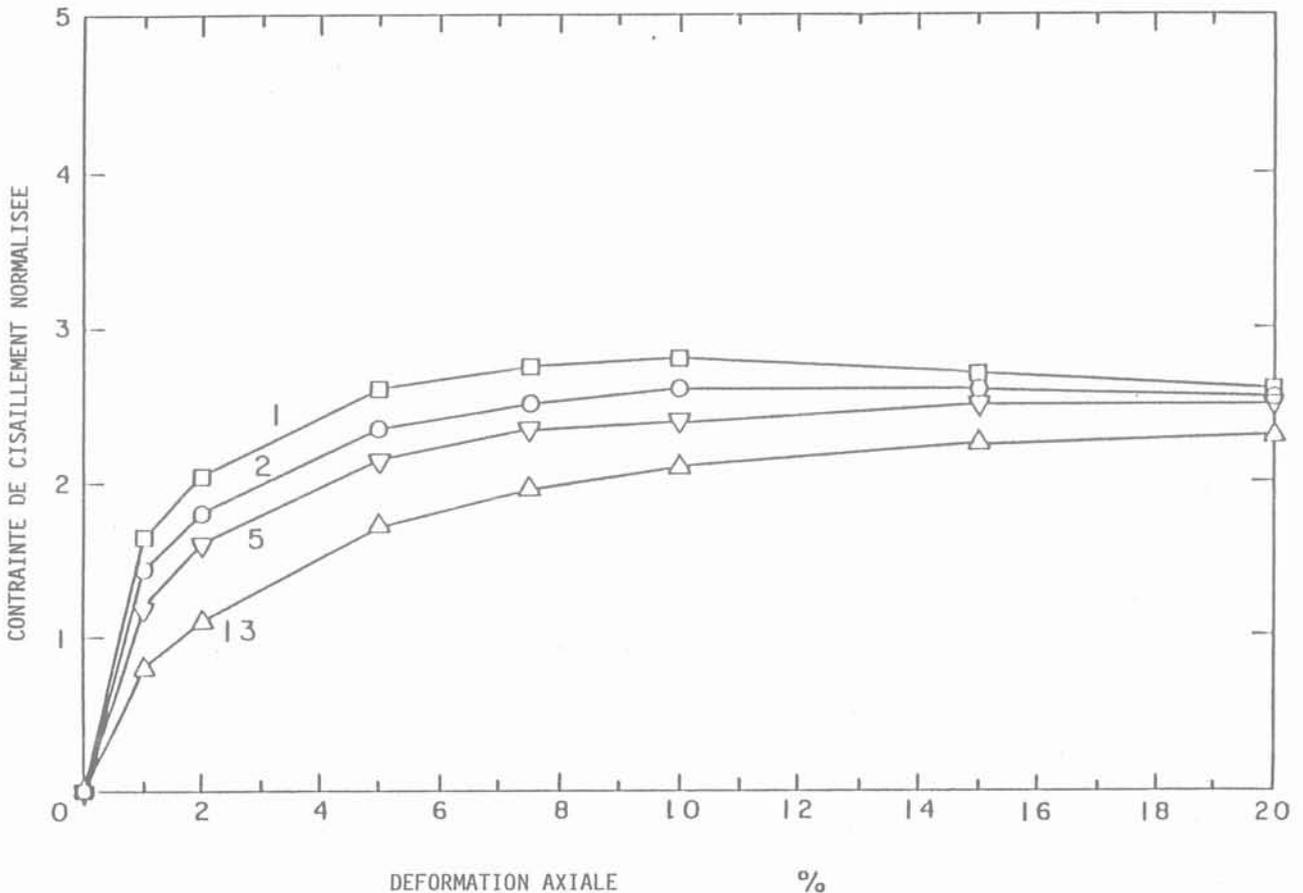


Fig. 2 a. — Courbe contrainte-déformation pour des essais de compression triaxiale (10) pour un sable lâche ($D_r = 38\%$), aux pressions de confinement indiquées sur les courbes.

Fig. 2 a. — Triaxial compression test stress-strain data (10) for a loose sand ($D_r = 38\%$) at confining pressures marked on the curves.

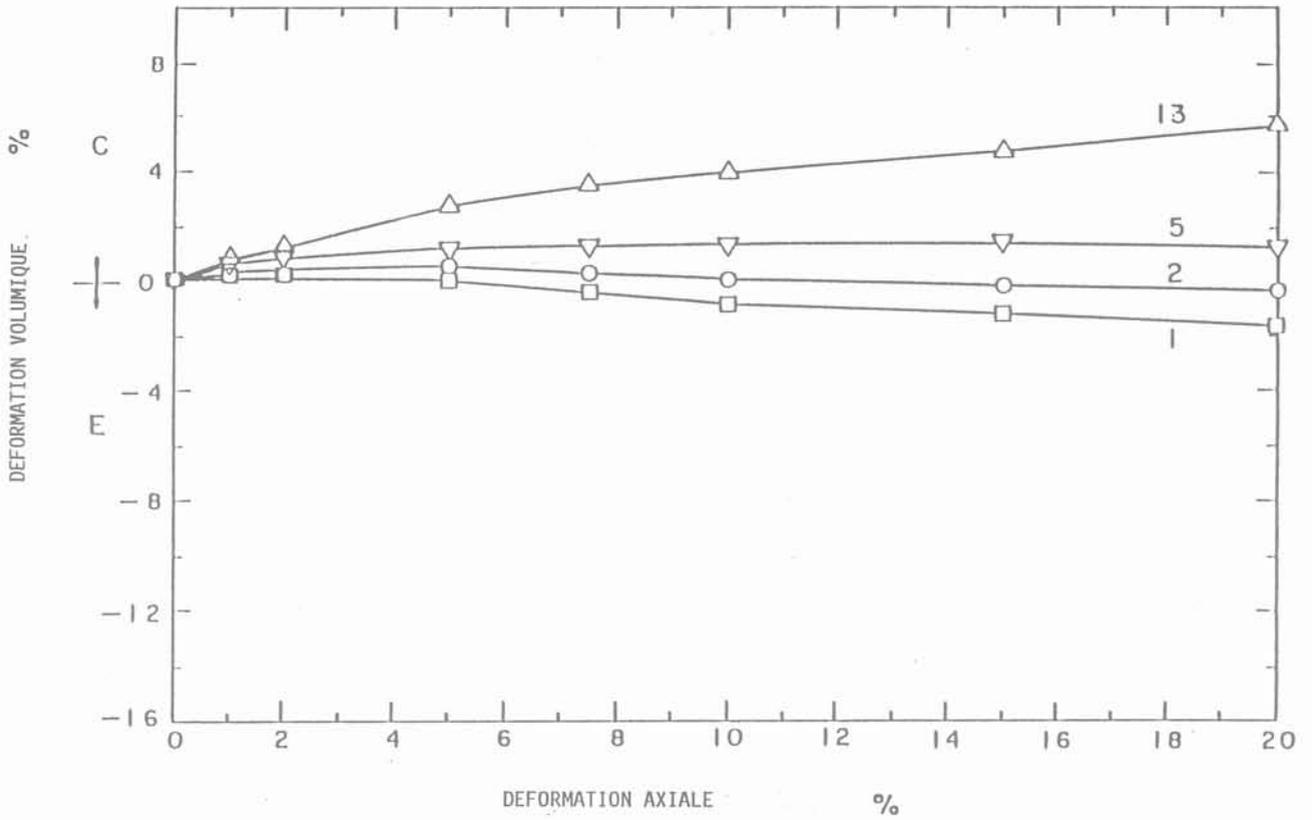


Fig. 2 b. — Valeurs de la déformation volumique correspondant à la figure 2 a.
 Fig. 2 b. — Volumetric strain data corresponding to (a).

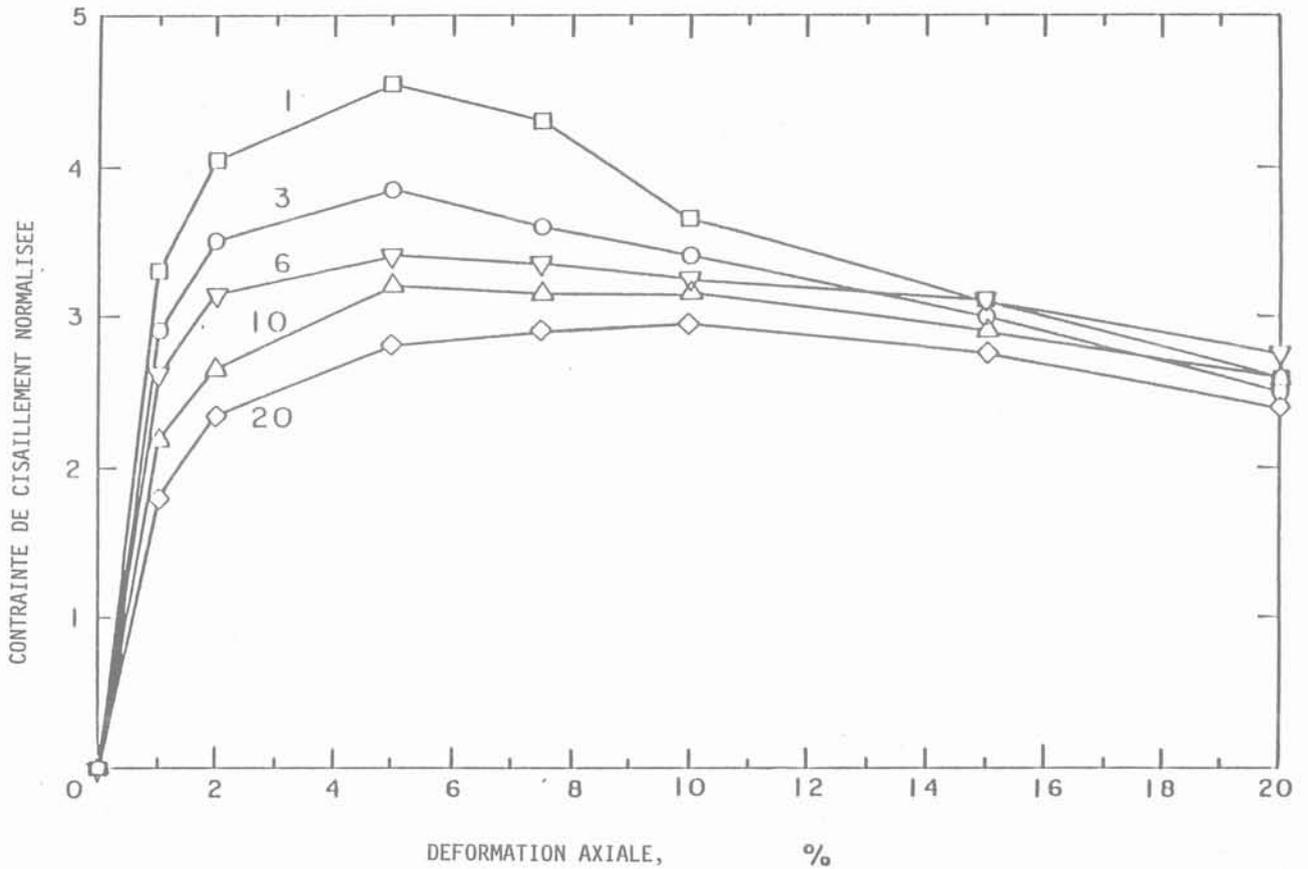


Fig. 3 a. — Courbe de contrainte-déformation pour un essai de compression triaxiale (10) pour un sable dense ($D_r = 100\%$), aux pressions de confinement indiquées sur les courbes.
 Fig. 3 a. — Triaxial compression test stress-strain data (10) for a dense sand ($D_r = 100\%$) at confining pressures marked on the curves.

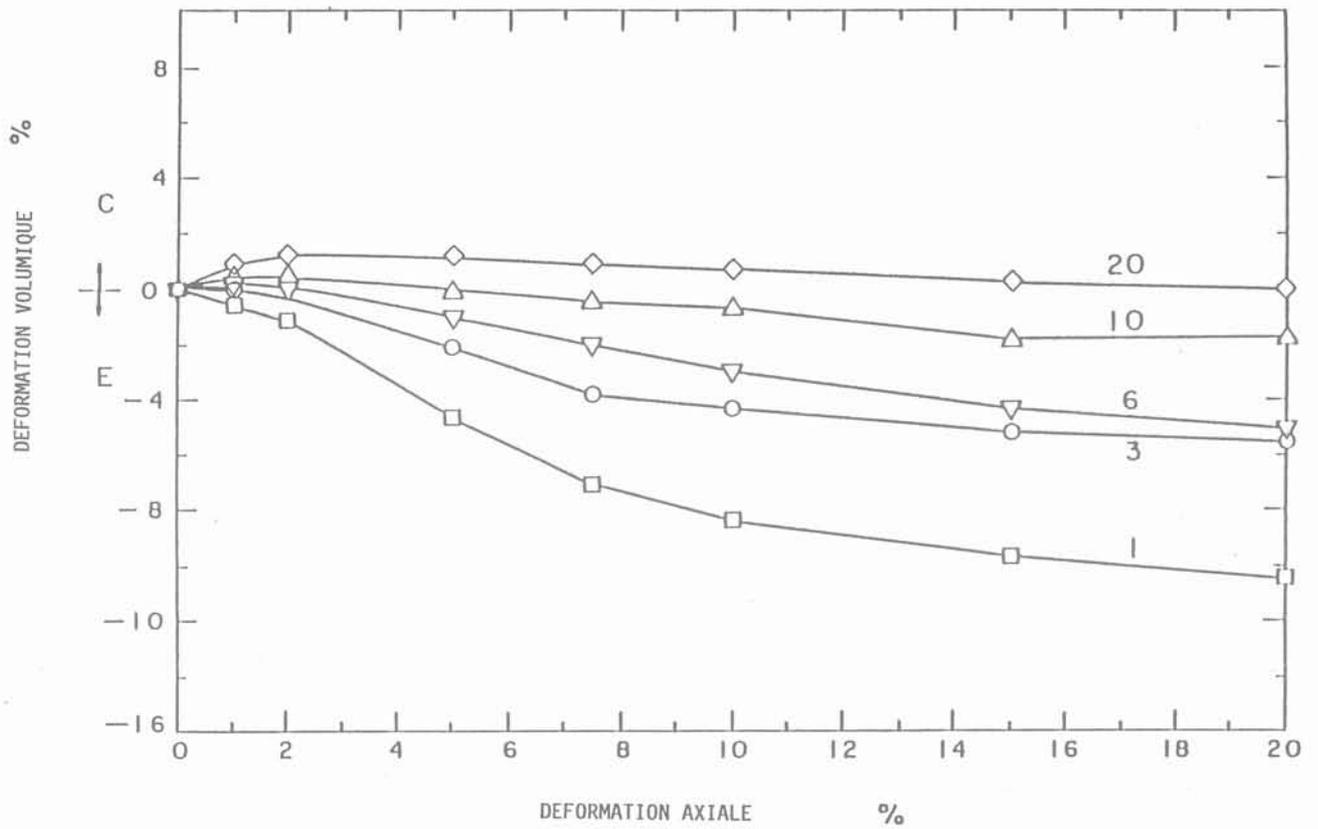


Fig. 3 b. — Valeurs de la déformation volumique correspondant à 3 a.
 Fig. 3 b. — Volumetric strain data corresponding to (a).

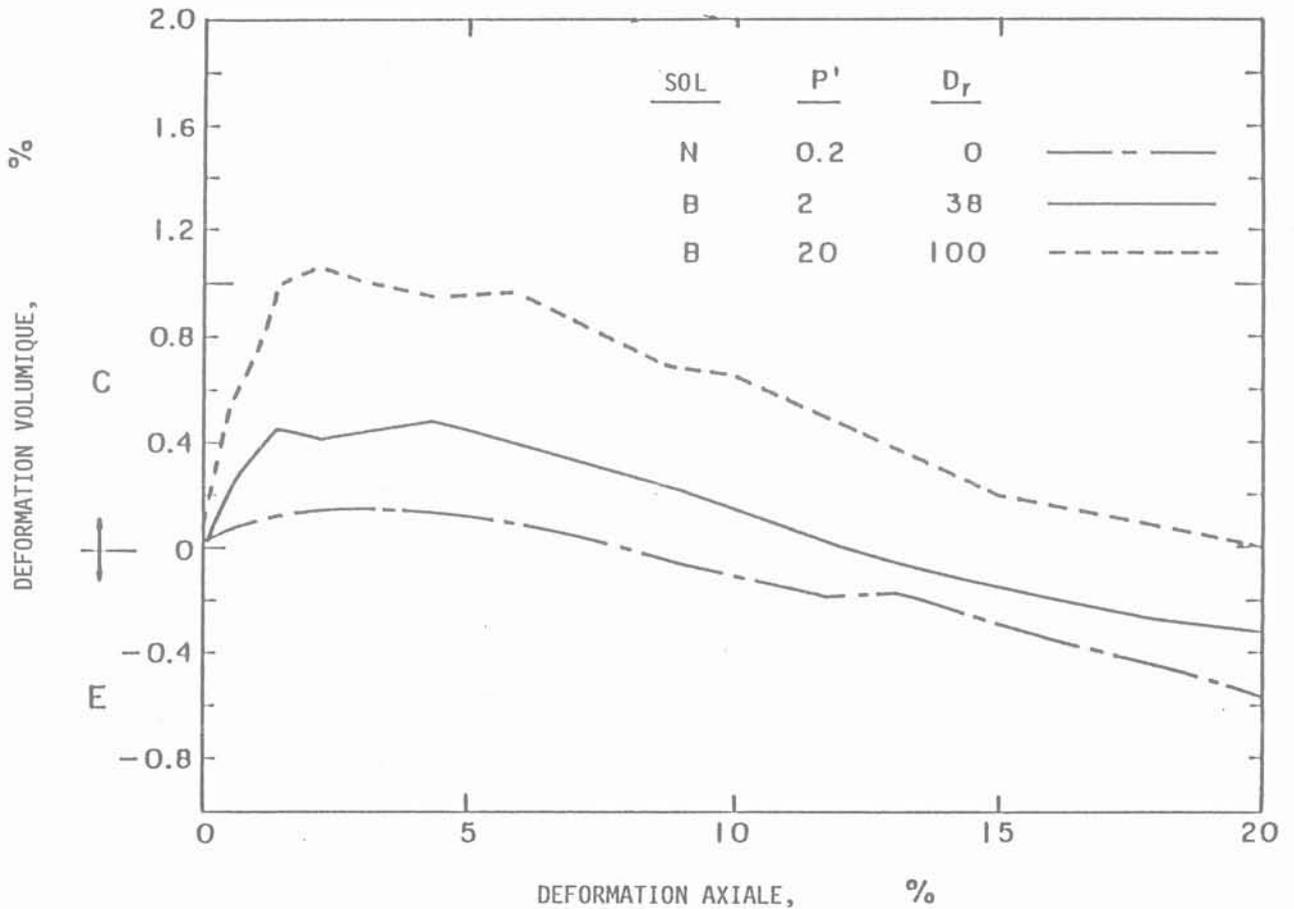


Fig. 4 a. — Déformations volumiques pour des essais sur des spécimens pour lesquels les déformations sont faibles.
 Fig. 4 a. — Volumetric strains for test specimens in which small volumetric strains occurred.

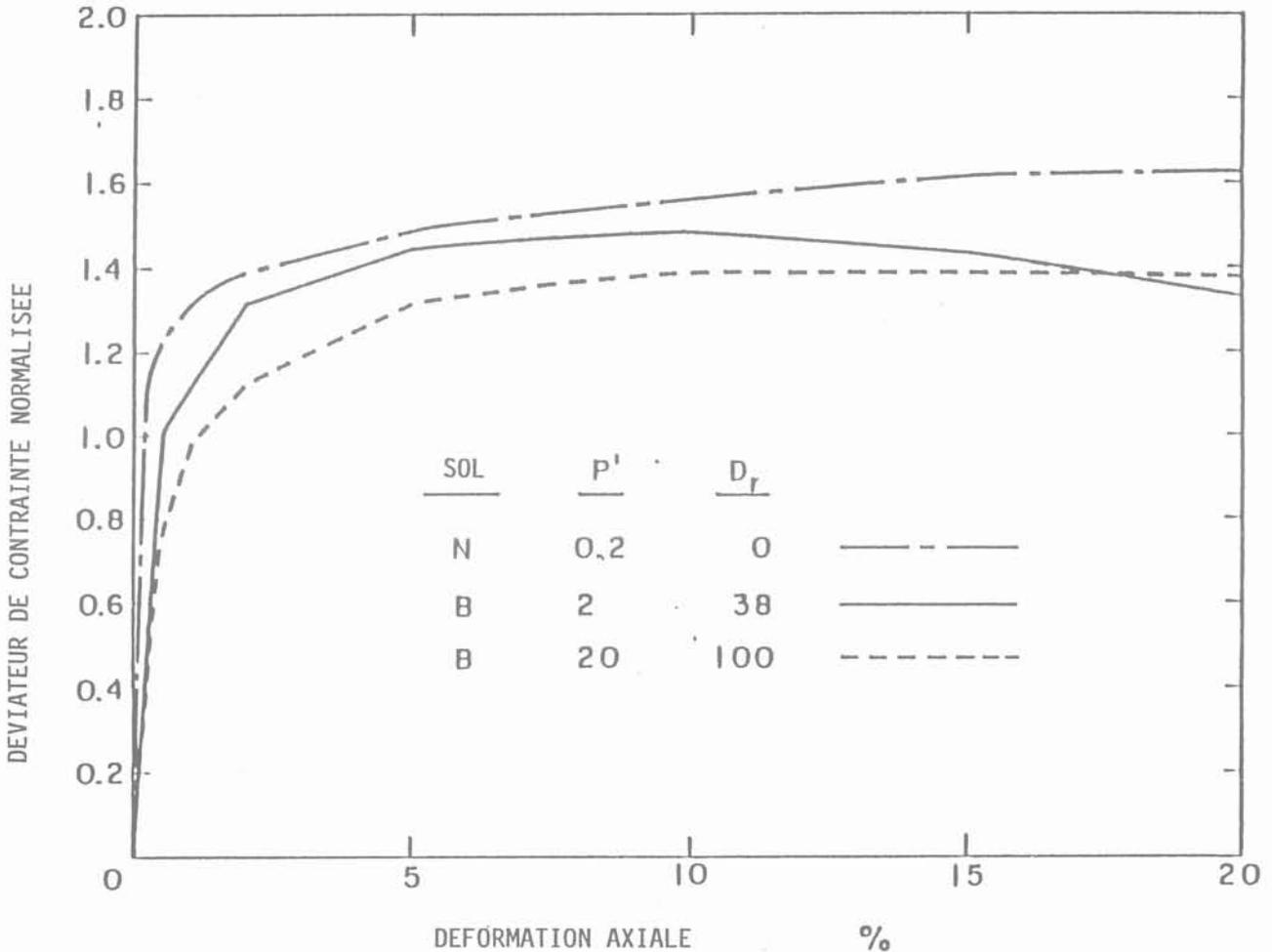


Fig. 4 b. — Courbe contrainte-déformation normalisée pour les essais de type (a) dans lesquels la contrainte de cisaillement était normalisée en divisant les différences des contraintes principales par la contrainte effective hydrostatique p' .

Fig. 4 b. — Normalized stress-strain data for the tests of (a), in which the shearing stress was normalized by dividing the principal stress difference by the hydrostatic effective stress, p' .

deux des résultats d'essais sont pour le même sol (B) mais le troisième se rapporte à un sol différent (N). Si l'on accepte que la figure 4 b montre des mêmes comportements contrainte de cisaillement-déformation, alors on peut conclure qu'un essai prototype sur le sol B à une densité relative de 100 % ($p = 2,0$) pourrait être simulé correctement par un modèle au 1/10^e avec le sol B pour une densité relative de 38 % ($p = .2$) ou par un modèle réduit au 100^e avec le sol M à une densité relative de 0 % ($p = 0,02$). De même, un essai prototype sur le sol B à une densité relative de 38 % serait correctement simulé par un essai au 1/10^e avec le sol N a une densité relative de 0 %.

4.3. Conditions pour la modélisation à 1 g

Si ces résultats sont considérés comme un essai de formulation de relations de similitude pour des sols, les conditions pour une similitude correcte des essais sur modèle réduit à 1 g peuvent être définies comme suit.

1. Le facteur d'échelle des longueurs x^* ($= n$) est fixé.
2. Une densité relative est choisie ou fournie pour le sol prototype. A ce stade, la densité relative du modèle peut être déterminée par des essais comme suit.
3. Une contrainte est calculée (de préférence une contrainte effective hydrostatique) à une profondeur appropriée pour le sol prototype ou pour un niveau de chargement représentatif de la structure (poutre, semelle, mur de soutènement).
4. Le comportement en déformation volumique est déterminé, à partir d'un essai en compression triaxiale ou d'un autre essai à la densité relative du prototype et pour la contrainte définie ci-dessus.
5. Par une série d'essais triaxiaux, au niveau de contrainte dans le modèle réduit au point homologue du prototype, on détermine la densité relative à laquelle la même déformation volumique se produit comme dans l'essai triaxial prototype.
6. Après avoir établi les propriétés de toutes les structures associées du modèle, en utilisant les relations

du tableau 2, on effectue l'essai sur le modèle réduit avec le sol à la densité relative déterminée au paragraphe 5.

7. Les quantités mesurées sur le modèle sont converties en grandeurs prototypes par les relations données dans le tableau 2.

Comme alternative, ou comme guide pour obtenir la densité relative requise pour le modèle réduit, on peut utiliser un abaque qui a été préparé comme suit. Des données sur le comportement de différents sables ont été fournies par HETTLER et GUDEHUS [9], LADE [10], et d'autres [5, 8, 11]. Ces données ont servi à déterminer les lignes d'état critique standard pour le matériau comme montré par la figure 5. La densité relative, D_r (au lieu de l'indice des vides) est portée, en fonction du logarithme de la contrainte moyenne, $\log p$, pour obtenir un ensemble de valeurs homogènes et réduire la plage des ordonnées du diagramme. Sur ce diagramme chaque ligne à une pente, indiquée ici par λ_D en raison de la similitude avec la pente de la ligne d'état critique. Pour les sols indiqués, λ_D varie d'environ 10 pour les pentes les plus plates, à environ 40 pour les plus pentues.

L'équation d'une ligne typique est ainsi :

$$D_r = D_{r1} + \lambda_D \log(p/1) \quad (21)$$

où D_{r1} est la densité relative pour 1 kN/m^2

Comme discuté précédemment, on postule qu'un même comportement contrainte-déformation s'applique à un sol ayant des états d'indices des vides sur les lignes parallèles à la ligne CSL/SSL de la figure 1. Comme D_r varie linéairement avec e , le même résultat est vrai pour la figure 5 et ainsi la densité relative pour des comportements semblables obéit à l'équation (21). Les deux états prototype et modèle se trouvent sur cette ligne. Ainsi deux équations peuvent être écrites :

$$\text{prototype : } D_{rp} = D_{rs} + \lambda_D \log(p_p/1) \quad (22a)$$

$$\text{modèle : } D_{rm} = D_{rs} + \lambda_D \log(p_m/1) \quad (22b)$$

où D_r est la densité relative à $p = 1$ pour la ligne de pente λ_D passant par le point représentatif de la densité relative du sol prototype et de la contrainte moyenne du prototype (p_p). En soustrayant (22 b) de (22 a) on obtient :

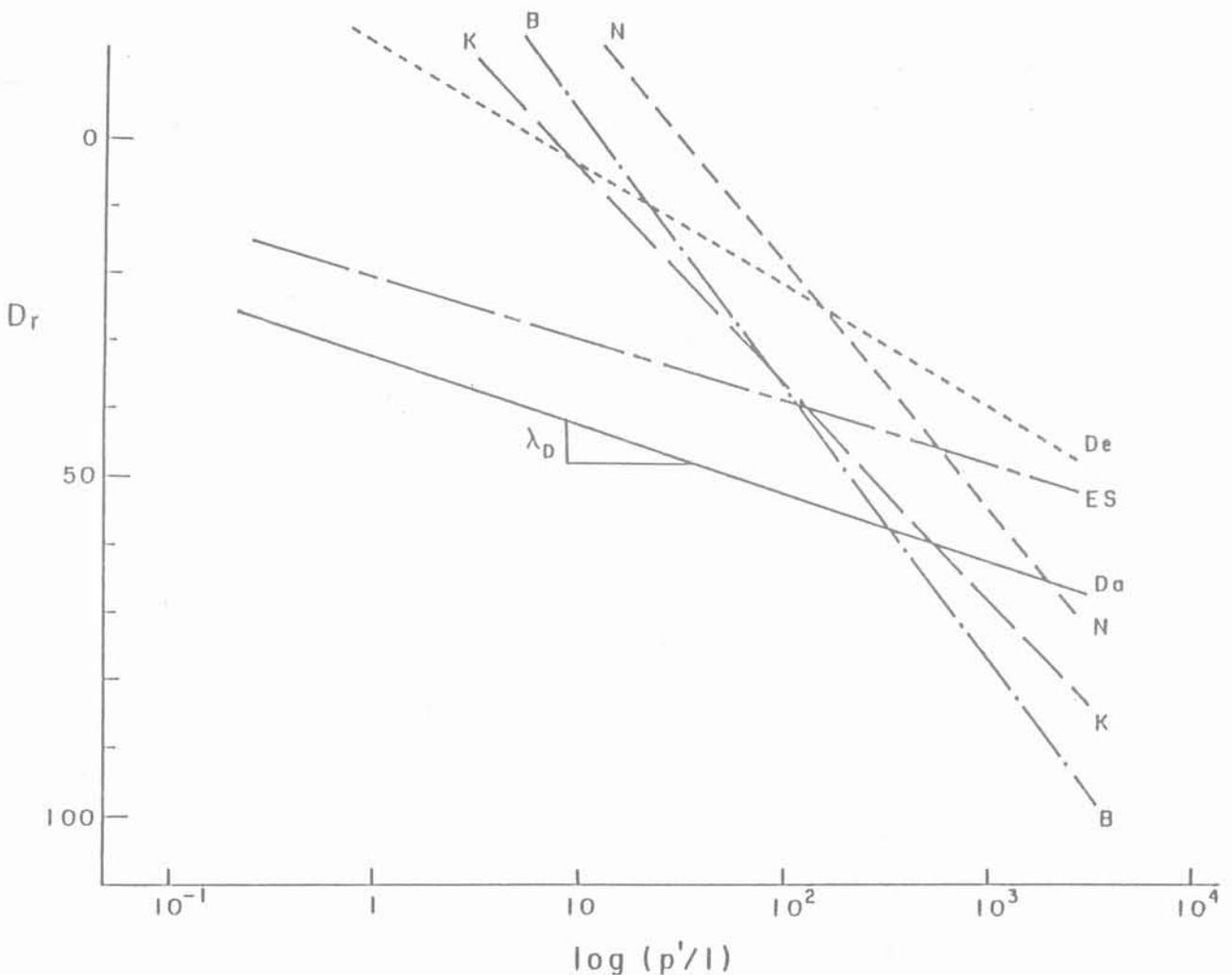


Fig. 5. — Lignes d'état critique données ou déduites pour différents sables (9, 10) en fonction de la densité relative.
Fig. 5. — Critical steady state lines obtained or inferred for a number of sands (9, 10) plotted in terms of relative density.

$$D_{rm} = D_{rp} - \lambda_D \log_{10} (p_p/p_m) \quad (23a)$$

ou

$$D_{rm} = D_{rp} - \lambda_D \log_{10} n \quad (23b)$$

dans laquelle :

$$n = \frac{p_p}{p_m} \quad (24)$$

est le rapport d'échelle des longueurs recherché entre le prototype et le modèle réduit. La relation entre D_{rm} et D_{rp} est indépendante des niveaux réels de contrainte dans le modèle et le prototype.

Une représentation graphique de l'équation 23 b est donnée par la figure 6 pour les deux valeurs λ_D représentant les réponses les plus plates et les plus pentues de la figure 5. Si $n = 1$, bien sûr le pro-

TOTYPE et le modèle sont identiques et $D_{rm} = D_{rp}$. Pour d'autres rapports de similitude, ils sont différents. Par exemple si $\lambda_D = 10$ et $n = 100$, une densité relative du prototype de 50% doit être simulée par $D_{rm} = 30\%$.

Avec $\lambda_D = 40$, une densité relative du prototype de 40% à une échelle de 50 nécessite une valeur D_{rm} du modèle de 12%.

Pour des sols ayant de faibles valeurs de λ_D , l'équation (23 b) et la figure montrent que les densités relatives du prototype et du modèle réduit seront proches, même pour de grandes valeurs de n . Au contraire, une valeur élevée de λ_D nécessite une densité relative du modèle notablement plus faible que celle du prototype pour un rapport d'échelle donné. La figure 6 explique aussi un certain nombre d'observa-

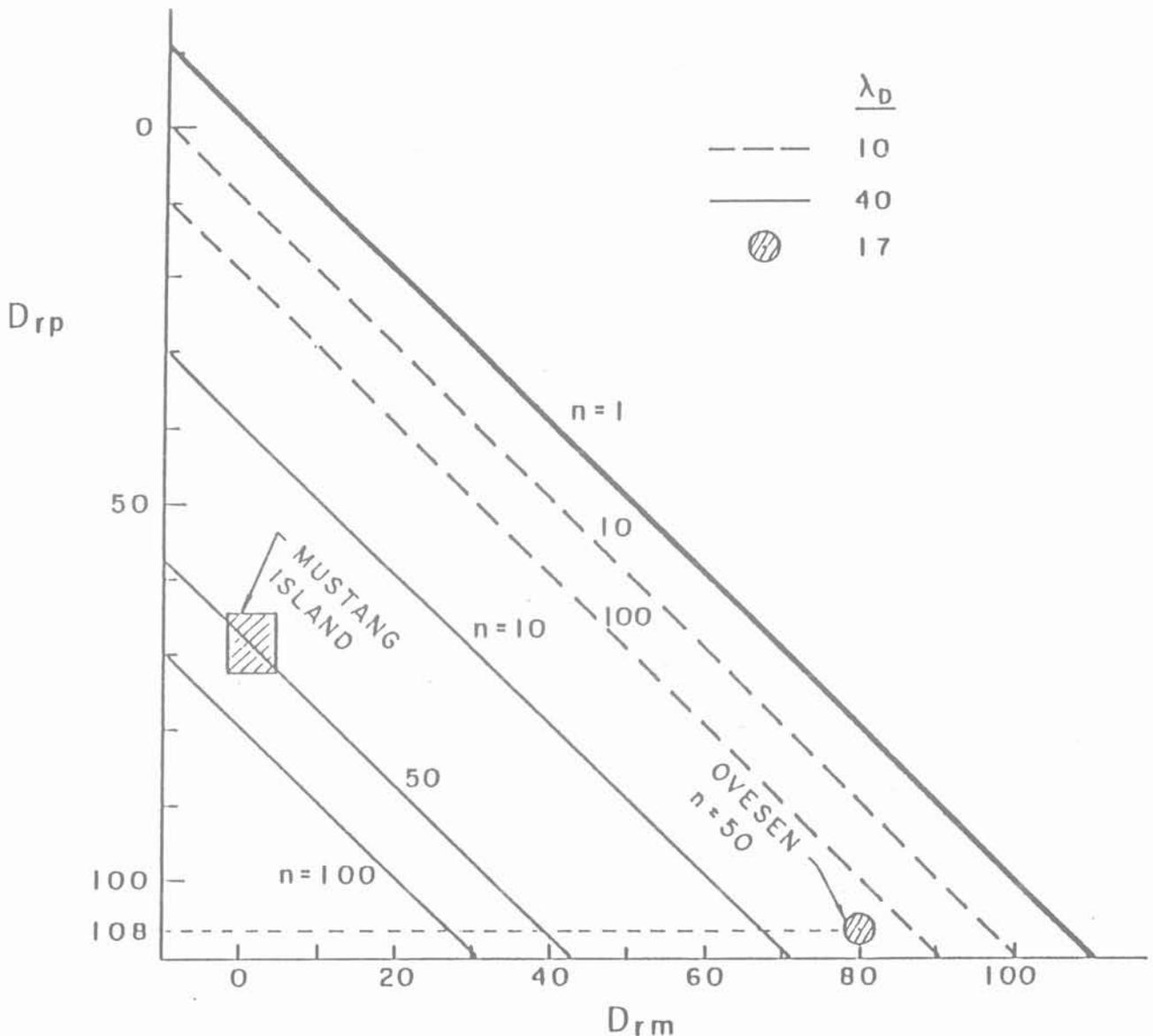


Fig. 6. — Densité relative du sable du modèle en fonction de la densité relative prototype pour différentes échelles de modélisation et propriétés du sable.

Fig. 6. — Relative density of model sand in terms of relative density of prototype for various modelling scales and sand property.

tions expérimentales. Comme noté plus haut, il est fréquent dans des problèmes aux limites en place et en laboratoire d'employer la même valeur de densité relative pour toutes les tailles d'objets testés. Pour des essais en place, des dimensions de 0,2, 0,5, 1 m seront employées; en laboratoire, pour des essais en centrifugeuse, 1, 2, 5 cm, tous, à la même densité relative. Dans certains essais, par exemple, des problèmes de capacité portante ou d'effort d'arrachement d'ancrage, des résultats d'essais, tels que la résistance ultime normalisée, peuvent être relativement peu dépendant de la taille de l'objet testé, quand le même sol est utilisé à la même densité relative. La figure 6 indique que l'on peut s'attendre à ce résultat (avec les tolérances usuelles) si λ_p est faible pour le sol en question. En revanche, des différences sont quelquefois observées entre des résultats normalisés, avec les mêmes conditions d'essais, pour des semelles de fondation, ou d'autres objets, ayant disons de 1 à 5 cm de diamètre. Ceci est le cas quand λ_p est grand, et ceci est usuellement décrit comme «effet d'échelle». Dans la figure 6, à titre d'illustration, pour $\lambda_D = 40$,

des comportements semblables peuvent seulement être attendus pour des semelles de 5 cm «prototype» et 1 cm («échelle réduite») avec le même sol si la densité relative du modèle est de 28 % plus faible que celle du «prototype». Ces chiffres sont seulement approximatifs, et donnés à titre d'illustration, car l'ensemble des essais nécessaires pour établir les figures 5 et 6 correctement n'ont pas été encore effectués ni rassemblés.

A titre d'exemple, OVESEN [13] présente des résultats d'essais sur la résistance à l'arrachement d'ancrages. Dans sa figure 7, des résultats sont donnés pour des essais en centrifugeuse à 50 g et des essais sur modèle à 1 g sur du sable à deux densités relatives 36 % et 108 % pour les deux sols testés. Ici les essais en centrifugeuse sont «le prototype» pour les ancrages circulaires et les essais à 1 g sont les essais à «échelle réduite». Pour une même valeur D_r , il y a des différences entre les efforts d'arrachement normalisé du prototype et du modèle. Par interpolation dans le diagramme, on peut trouver approximativement

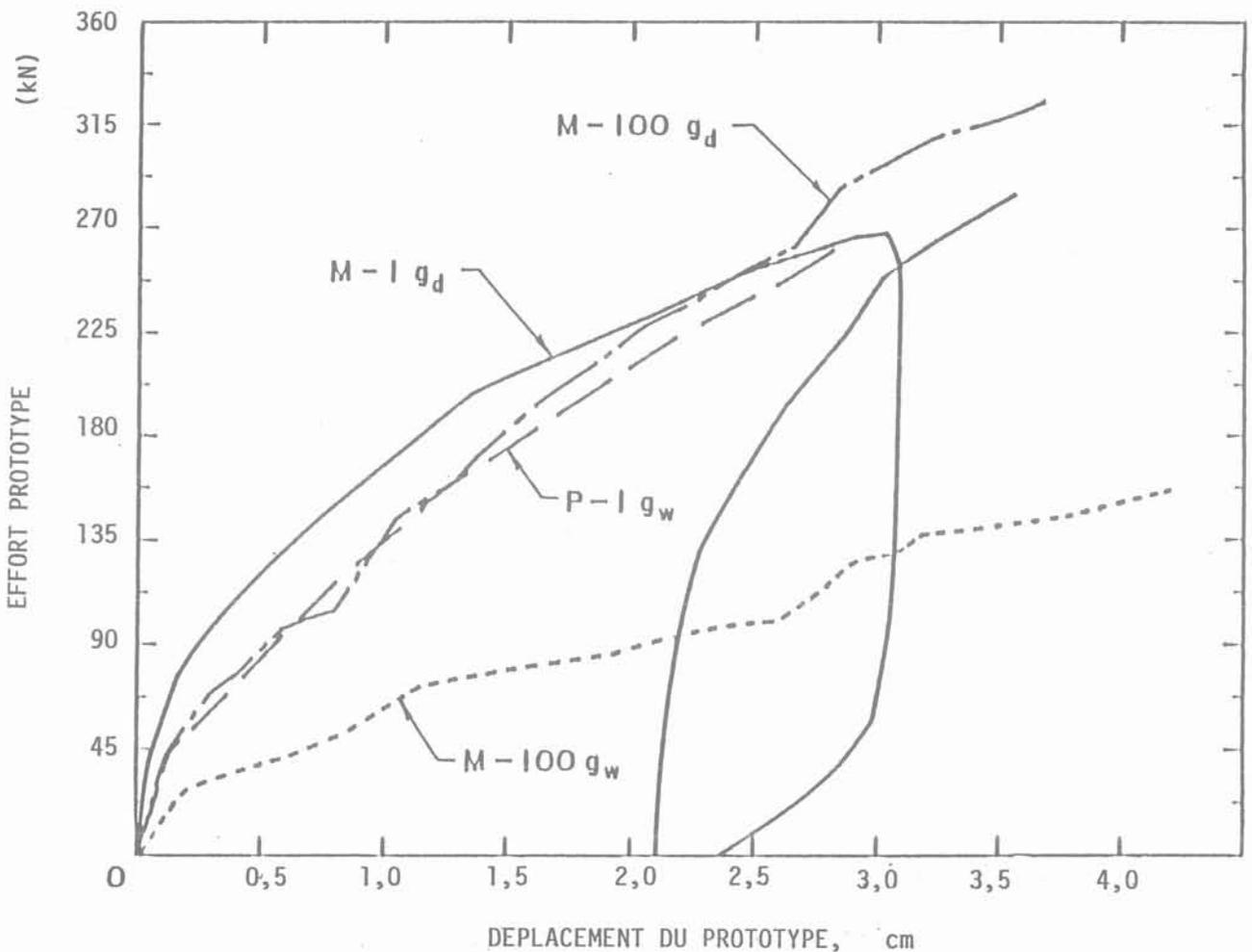


Fig. 7. — Comparaison des courbes effort latéral-déplacement à l'échelle prototype pour le pieu prototype (P-1 g), modèle du pieu au 1/100^e en centrifugeuse (M-100 g), et modèle du pieu au 1/48 à 1 g (M-1 g). Les indices se rapportent aux essais sur sable sec ou humide.

Fig. 7. — Comparison of lateral load-displacement curves at prototype scale for prototype pile (P-1 g), 1/100 model pile in centrifuge (M-100 g), and 1/48 model pile at one-g (M-1 g). The subscripts refer to dry or wet sand tests.

que si les essais sur modèle avaient été réalisés à environ $D_{rm} = 80\%$, ils auraient correspondu au résultat prototype (centrifugeuse) $D_{rp} = 108\%$. En reportant ce point sur la figure 6 en appliquant l'équation (23 b) avec $n = 50$ on obtient une valeur $\lambda_D = 16,5$ pour le sable utilisé par OVESEN (sable standard Dansk n° 1). La valeur réelle n'est pas connue de l'auteur.

Pour chaque valeur λ_D pour des sols différents, il y a une valeur prototype D_{rp} limite. En dessous de cette valeur, on ne peut pas effectuer d'essai sur modèle car la valeur du modèle D_{rm} est toujours plus faible que celle du prototype, et qu'elle ne peut pas en pratique être très inférieure à 0%. Cependant, un autre sol peut être trouvé comme indiqué par les sols B et N des figures 4 et 5 en utilisant les critères de similarité du comportement en variation de volume. Ce sol serait lui préparé à une valeur possible de D_{rm} et donnerait des résultats acceptables. Il se trouve que les sols B et N ont des valeurs de λ_D proches. Des comportements contrainte-déformation semblables peuvent ne pas être obtenus pour des sols ayant des valeurs λ_D différentes mêmes si les déformations volumiques sont les mêmes. Ceci reste à analyser.

5. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE CES HYPOTHÈSES

Il semblait valoir la peine de tester les hypothèses précédentes en effectuant un essai sur modèle à 1 g. Comme les relations de similitude données dans le tableau 2 s'appliquent à la fois au sol et à la structure, on a considéré qu'une estimation correcte pouvait être obtenue en effectuant un essai de chargement latéral sur un pieu flexible plutôt que par l'intermédiaire d'une procédure d'essai plus usuelle incorporant un élément de structure rigide. De plus, il est apparu souhaitable de simuler un prototype réel et, si possible, de comparer les résultats avec ceux des essais en centrifugeuse. L'essai de chargement latéral sur un pieu de l'île Mustang fut choisi pour cette étude [4]. L'auteur avait essayé précédemment de reproduire cet essai en centrifugeuse sans succès net bien que des meilleurs résultats aient été obtenus par BARTON [1]. La médiocre comparaison précédente pouvait avoir été due à une mauvaise représentation du pieu (EI correcte, mais diamètre trop petit), par une mauvaise correspondance entre le sol du modèle et du prototype, où par un sol prototype plus raide que ne l'indiquait sa densité relative. Quelqu'en soit la raison, la relation déplacement-effort en tête du pieu, avec un sol prototype saturé moyennement dense à dense n'a pu être reproduite sur le modèle en centrifugeuse qu'avec un sol sec moyennement dense à dense.

Sans données complètes sur le sol prototype, à l'exception de la taille des grains, le sable caractérisé par le comportement N sur la figure 5 a été utilisé à la fois en centrifugeuse et pour des essais à 1 g que nous allons décrire. Ce sable a un λ_D de l'ordre

de 40. Il n'y a pas d'information suffisante pour estimer le λ_D du sol prototype. Avec un facteur d'échelle d'environ 50, la figure 6 indique qu'un sable prototype moyennement dense à dense implique que l'on utilise en laboratoire un sable proche d'une densité relative égale à 0%. Les sables du prototype et du modèle sont tous deux uniformes et fins avec un diamètre moyen d'environ 0,1 mm. Le sable du modèle était placé dans un conteneur $0,37 \times 0,27 \times 0,20$ m en le déversant pour obtenir la densité relative faible recherchée. La valeur finale de D_{rm} fut de 7%. Le pieu prototype était un tube d'acier de 0,61 m de diamètre extérieur, de 12,5 mm d'épaisseur et d'une longueur d'environ 17 m. Le facteur d'échelle de n^5 pour EI aurait nécessité un pieu modèle tubulaire d'environ 12,5 mm de diamètre mais avec une épaisseur de moins de 0,02 mm. Un tel tube n'étant pas disponible, il fut décidé de représenter le pieu par une bande d'aluminium de 12,5 mm de large pour obtenir un facteur d'échelle de 48. Une épaisseur de 0,2 mm pour la bande d'aluminium fut retenue pour obtenir le EI du prototype. Comme la flexion sous charge latérale est localisée entièrement dans la portion supérieure du pieu sur une hauteur de 10 à 15 fois le diamètre du pieu, la reproduction de la longueur du pieu n'était pas importante; le pieu modèle était long de 0,2 m. L'effort latéral était appliqué au pieu prototype à 0,3 m au-dessus de la surface du sol, mais il n'était pas clair si le déplacement était mesuré en ce point ou à la surface du sol. Dans le pieu modèle, l'effort et le déplacement étaient mesurés à 6,3 mm au-dessus de la surface du sol.

Plusieurs essais ont été menés sur le pieu installé en différents endroits du même massif de sol. L'effort latéral était appliqué par un câble de nylon reliant le pieu à un dispositif de chargement entraîné par un moteur par l'intermédiaire d'un capteur de force. Deux minutes environ étaient nécessaires pour produire un déplacement équivalent prototype de 25 mm. Les déplacements étaient mesurés par un capteur LVDT également attaché au câble. Après étalonnage des capteurs de force et de déplacement, et multiplication par les facteurs d'échelle n^3 et n , respectivement, l'effort et le déplacement prototype sont représentés sur la figure 7 pour un essai de chargement-déchargement-rechargement typique. Sur la même figure sont présentés les résultats de l'essai prototype original avec sol saturé et des 2 essais en centrifugeuse effectués il y a 10 ans [20] sur sable sec et saturé placés à la même densité que le prototype.

On peut voir que l'essai sur modèle réduit à 1 g avec un sable sec très lâche se compare bien avec les résultats du prototype et de l'essai sur modèle réduit en centrifugeuse sur un sable moyennement dense, bien que le sol prototype soit saturé. Vraisemblablement l'essai à 1 g sur un sable lâche dans des conditions saturées (ce qui n'a pas encore été effectué) aurait donné des résultats comparables à l'essai en centrifugeuse à 100 g sur un sable moyennement dense saturé. Dans le rapport original, l'écart entre les essais prototype et en centrifugeuse était imputé à une modélisation incorrecte de la largeur du pieu modèle et à un sable prototype plus raide que ne l'indiquait son état de densité. L'article de BARTON [1] qui

montre une correspondance remarquable entre prototype et essai en centrifugeuse, ne décrit pas les conditions de préparation du sol ni sa densité pour les essais en centrifugeuse. Comme la largeur du prototype était représentée correctement dans les essais à 1 g rapportés ici (bien que la forme soit différente), il est vraisemblable qu'une meilleure représentation des résultats du prototype pourrait être obtenue avec des essais sur modèle réduit à 1 g avec un sable modèle saturé légèrement plus dense.

6. CONCLUSIONS

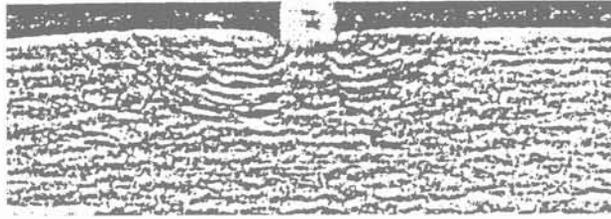
Une diversité de structures prototypes du domaine géotechnique a été considérée du point de vue de la représentation de leur comportement sur des modèles à échelle réduite. Un certain nombre de conclusions sont données dans le tableau 1. A partir de ce résumé, la discussion a été centrée sur les relations d'échelle et les conditions nécessaires pour la similitude du comportement entre modèle et prototype. En guise de résultats, une méthode a été présentée, basée sur un tout premier examen de résultats d'essais sur des sables, et sur quelques postulats tirés du modèle Camclay pour le comportement du sol. Selon cette analyse, des essais sur modèle réduit à 1 g peuvent être envisagés pour représenter correctement le comportement de sol et de structures prototypes. En résumé, la méthode demande que le sol du modèle à échelle réduite soit préparé à une densité relative plus faible que celle du prototype afin que sa réponse soit similaire à celle du prototype lorsque l'on suit un même chemin de contrainte réduit par le facteur d'échelle approprié. En particulier, le sol du modèle réduit présentera les mêmes déformations volumiques, pour la même plage de contrainte de cisaillement à l'échelle, au niveau de contrainte réduite par le facteur d'échelle, que pour le sol prototype pour des contraintes plus élevées. Une figure est proposée pour guider le choix de la densité relative du sol du modèle réduit une fois donnée la densité relative du (même) matériau prototype, et ses caractéristiques d'état critique. Il est souligné que ces résultats sont préliminaires. En particulier, davantage d'essais doivent être effectués pour caractériser le comportement du sol sous des contraintes de confinement très faibles (moins de 1 kPa) et pour des densités faibles appropriées pour les essais sur modèles réduits. Il est possible que les concepts d'état critique ne s'appliquent pas dans cette situation. Dans ce cas, l'utilisation pour le modèle d'un sol à une densité qui donnera les mêmes déformations volumiques que le prototype (à un niveau de contrainte plus élevé) peut cependant donner des conditions de modélisation satisfaisantes. Les essais en laboratoire sur échantillons homogènes effectués avec des appareils triaxiaux, de déformation plane sur échantillons cubiques pouvant donner des résultats différents, si bien que certains de ces essais seront plus appropriés (essais en déformation plane par exemple) pour certaines expériences aux limites à échelle réduite. Pour certains problèmes aux limites, des contraintes de traction [17], la fracturation, ou des déformations très importantes peuvent se développer. Il

paraîtrait souhaitable d'étudier les similitudes du comportement dans ces cas, par des essais en extension appropriés.

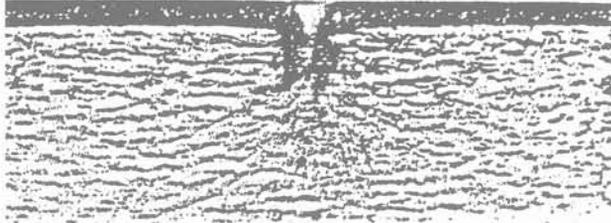
La figure 4 démontre que deux sables différents peuvent exhiber les mêmes réponses en contrainte-déformation avec des densités relatives et des niveaux de contraintes différents si les comportements en déformation volumique sont les mêmes. Ceci offre la possibilité de substituer au sable prototype un sable différent pour des essais sur modèle réduit à 1 g.

Bien que la discussion ait porté spécifiquement sur des sables, les mêmes considérations sur l'état critique s'appliquent aux argiles. Dans leur cas, la densité relative n'est pas le paramètre approprié, et peut être remplacé par l'indice des vides, la teneur en eau, ou le rapport de surconsolidation (OCR). Aucun examen n'a été fait ici de ce point mais probablement la même argile à deux états de pressions de consolidation différents, dont le rapport définit le facteur d'échelle n , exhiberont le même comportement contrainte-déformation si on les soumet à des chemins de contraintes semblables, si les deux états de consolidation correspondent au même OCR. Ceci se substitue et inclut la condition usuelle simple de similitude sur la résistance des sols cohérents, déduite de considérations dimensionnelles, selon laquelle $c/\gamma L$ est constant dans le prototype et pour les essais à échelle réduite (c est la résistance de cisaillement, γ poids volumique, et L une longueur caractéristique).

Peut être l'une des meilleures illustrations de la discussion précédente est contenue dans la communication de MIKASA et TAKADA [12] relative à des essais de capacité portante de semelles. Une semelle de 2 cm sur un sable moyennement dense saturé était chargée jusqu'à rupture à 1 g en laboratoire et à 40 g dans une centrifugeuse où elle représentait un prototype de 0,8 m de large. Les deux essais étaient effectués à la même densité relative. Des photos de la déformation du sable dans ces essais en déformation plane étaient prises à travers la vitre du conteneur et présentées par la figure 8. Dans l'essai à 1 g le mécanisme du déplacement est clairement celui d'une rupture générale avec le coin de pénétration caractéristique sous la semelle et les éventails de lignes de glissement de chaque côté. Au contraire, l'essai en centrifugeuse indique une rupture locale associée à une diminution substantielle du volume du sol chargé. La conclusion est qu'avec de faibles contraintes à 1 g le sol est dilatant avec un comportement contrainte-déformation instable et développement de surfaces de glissement, alors qu'à 40 g, le même sol est contractant avec un comportement contrainte-déformation stable et sans formation de ligne de glissement. Dans l'essai à 1 g, le tassement de la semelle était dû aux déformations de cisaillement dans le sol; à 40 g il était dû principalement à des déformations volumiques contractantes. Un tel résultat peut à la fois servir pour justifier des essais en centrifugeuse et adopter les mêmes contraintes dans le modèle et le prototype, ou pour illustrer l'effet d'une mauvaise densité relative retenue pour le modèle.



a) Champ de pesanteur terrestre (1 g)



b) Accélération centrifuge (40 g)

Fig. 8. — Photographies des essais de capacité portante de Mikasa (12) sur des modèles réduits de semelle au 1/40^e sur sable saturé à 77% de densité relative à 1 g et en centrifugeuse à 40 g. La densité du sable était la même dans les deux essais.

Fig. 8. — Photographs of Mikasa's (12) bearing capacity tests on a 1/40 scale model footing in saturated sand of 77% relative density at one-g, and in a centrifuge at 40 g. Sand density was the same in both tests.

Une intention de ce rappel est de mettre en évidence que la caractéristique intéressante des essais en centrifugeuse — la représentation du comportement contrainte-déformation réelle des matériaux géotechniques en grandeur réelle — ne devrait pas exclure totalement la réalisation d'essais en laboratoire ou sur site à 1 g, si ces derniers sont entrepris correctement avec des matériaux préparés avec une similitude appropriée. Par ordre décroissant de complexité et de coût se situent les essais en vraie grandeur, en centrifugeuse et finalement des expériences à 1 g. Dans nombre de cas, la solution la plus économique peut être d'effectuer plusieurs essais à échelle réduite (qui n'ont pas besoin d'être aussi petits que 1/100^e) à 1 g pour établir des effets de variation des paramètres, en les accompagnant d'un nombre plus réduit d'essais en centrifugeuse ou prototype. Pour des raisons évidentes, quelques essais en vraie grandeur devraient toujours être faits chaque fois que possible.

REMERCIEMENTS

Certaines des considérations sur la modélisation développées dans la première partie de cet article ont été avancées par le Dr M. BALIGH du MIT en 1985, dans une discussion sur les usages et abus des centrifugeuses géotechniques. Je suis reconnaissant à R. BECH du Caltech qui m'a patiemment instruit dans les techniques de numérisation et de reproduction graphique sur ordinateur avec lesquelles j'ai préparé les premières versions des figures de cette communication.

BIBLIOGRAPHIE

- BARTON Y.O., PANDE G.N. (1982), *Laterally loaded piles in sand: centrifuge tests and finite element analyses*. In Numerical Models in Geomechanics, R. Dungar, G.N. Pande and J.A. Studer, Eds, 749-758.
- BEEN K., JEFFERIES M.G. (1986), «A state parameter for sands». *Géotechnique*, 35, (2), 99-112, 1985. Discussion, *Géotechnique*, 36 (1), 123-132.
- CHAN S.F., HANNA T.H. (1980), «Repeated loading on single piles in sand». *Proc. ASCE*, 106, Jour. Geotechn. Eng. Div. (GT2), 171-188.
- COX W.R., REESE L.C., GRUBBS B.R. (1974), «Field testing of laterally loaded piles in sand». *Proc. 6th Annual Offsh. Tech. Conf.*, Paper n° OTC 2079, Houston, TX, May 1974.
- DARVE P., LABANIEH S. (1982), «Incremental constitutive law for sands and clays: simulations of monotonic and cyclic tests». *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics*, 6, 243-275.
- FUGLSANG L.D., KREBS OVESEN N. (1988), «The application of the theory of modelling to centrifuge studies». In *Centrifuges in Soil Mechanics*, W.H. Craig, R.G. James, and A.N. Schofield, Eds., 119-138, Balkema, Rotterdam.
- HAKUNO M., IWASAKI T., TATSUOKA F. (1977), «Effects of soils liquefaction on dynamic behavior of pile foundations». *Proc. Specialty Session 10, 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Tokyo, 165-174.
- HETTLER A., VARDOULAKIS I. (1984), «Behavior of dry sand tested in a large triaxial apparatus». *Géotechnique*, 34 (2), 183-198.
- HETTLER A., GUDEHUS G. (1985), «A pressure-dependent correction for displacement results from 1 g model tests with sand». *Géotechnique*, 35, (4), 497-510.
- LADE P. (1977), «Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces». *Int. J. Solids and Structures*, 13 (11), 1019-1035.
- LEE K.L., SEED H.B., DUNLOP P. (1967), «Effect of moisture on the strength of a clean sand». *Proc. ASCE*, 93, J. Soil Mech. and Found. Div. (SM6), 17-40, November 1967.
- MIKASA M., TAKADA N. (1973), «Significance of centrifugal model test in soils mechanics». *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* 1.2, 273-278.
- OVESEN N.K. (1981), «Centrifuge tests of the uplift capacity of anchors». *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Paper 4-40, 717-722, Stockholm.
- POULOS H.G. (1982), «Influence of cyclic loading on axial pile response». University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering Research Report n° R413, May 1982.

15. ROSCOE K.H., BURLAND J.B. (1968), «*On the generalized stress-strain behavior of wet clay*». In *Engineering Plasticity*, J. Heyman and F. Leckie, Eds., Cambridge Univ. Press, Cambridge, U.K., 535-609.
16. ROSCOE K.H., POOROOSHASB H.B. (1963), «*A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems*». Proc. 2nd Asian Conf. Soil Mech., 1, 134-140.
17. ROWE R.K., DAVIS E.H. (1982), «*The behavior of anchor plates in clay*». Géotechnique, 32 (1), 9-23.
18. ROWE R.K., DAVIS E.H. (1982), «*The behavior of anchor plates in sand*». Géotechnique, 32 (1), 25-41.
19. SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968), «*Critical state soils mechanics*». McGraw-Hill, NY.
20. SCOTT R.F. (1977), «*Centrifuge studies of cyclic lateral load-displacement behavior of single piles*». Final report for Amer. Pet. Institute OSAPR Project 8, Calif. Inst. Techn. Pasadena, CA.

similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation

similarity and model test :
validity of the modelization

P. HABIB

Laboratoire de mécanique des solides*
(E.P. - ENSM Paris - ENPC - Associé au CNRS)

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 35-41 (juillet 1989)

Résumé

Les conditions de validité des essais sur modèles réduits en mécanique des sols sont étudiées, d'une part pour la représentation de la structure et de son chargement, et d'autre part, pour la représentation du comportement des matériaux. Les effets d'échelle sont particulièrement étudiés et plus spécialement ceux qui sont liés à l'apparition d'une surface de glissement pendant la rupture du modèle réduit.

Abstract

Validity conditions for model tests in soil mechanics are studied for structure representation and for loading representation on one hand, for constitutive laws of the materials on the other hand. Scale effects are particularly examined and specially those connected with slip surface formation during the model failure.

* Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

1. INTRODUCTION

La résolution d'un problème de mécanique pour les applications de l'art de l'ingénieur à l'étude des structures du génie civil se limite le plus souvent à la détermination de la charge de rupture de la structure étudiée, des déformations à la rupture, de la charge de service, des déformations de service.

Il faut parfois déterminer davantage de choses, comme les périodes propres des vibrations de la structure et leur amortissement, ou bien on a besoin de connaître des éléments très précis comme le champ des contraintes en tous points, mais les résultats précédents sont généralement suffisants.

Dans ces conditions, l'ingénieur a besoin pour poser correctement le problème de mécanique correspondant :

- de la définition de la structure ;
- de ses conditions aux limites ;
- de son mode de chargement ;
- et enfin des relations de comportement de la matière, ou des matières, dont est composée la structure.

Le recours aux méthodes analogiques, essentiellement en similitude par des modèles réduits, consiste à reproduire la structure et ses conditions aux limites, le système de chargement et les lois de comportement des matériaux du prototype, bien entendu en respectant les lois mathématiques et physiques correspondant à ce qu'il est convenu d'appeler les conditions de similitude. Elles sont actuellement bien connues [5], [10], [13], [15] et il n'en sera pas fait mention ici, car il n'y a pas pour l'instant de problèmes majeurs sur ce sujet.

2. REPRÉSENTATION DE LA STRUCTURE ET DE SON CHARGEMENT

La réalisation d'un modèle réduit de la structure est, en général, assez simple. C'est même de là que vient l'attraction des ingénieurs pour les maquettes. La construction d'un modèle à une échelle géométrique courante est un travail facile. Il peut y avoir cependant quelques difficultés pour des cas singuliers et, par exemple, pour la reproduction de certaine technologie de fabrication : soudure par points entre deux tôles, scellement par injection d'un ancrage dans le sol, présence d'un film de peinture sur une tôle mince, etc. mais, dans la plupart des cas, quelle que soit l'échelle, la réalisation géométrique ne pose pas de problèmes insurmontables.

On peut en dire de même des conditions aux limites : la restitution des conditions correctes représentant un encastrement, une articulation, une liaison avec frottement unilatéral, un contact lisse, etc., ne pose pas de question au niveau des principes, mais la réalisation peut demander du temps et du soin. Par

exemple, la figure 1, d'après Maury [11], représente le chargement à la surface d'un massif rocheux stratifié, avec un frottement nul entre les strates, sur un modèle photoélastique : il a fallu un mois de travail pour pouvoir prendre cette photographie. Il s'agissait d'un modèle difficile, car avec $\varphi = 0$, l'empilement était très instable ; mais, il a fallu obtenir des contacts sans irrégularité, modifier le cadre, corriger le chargement de façon à symétriser parfaitement les isochromatiques, etc. Dans un modèle réduit à la rupture, on ne visualise pas le champ des contraintes : ce n'est pas une raison pour ne pas traiter avec autant de soin la réalisation matérielle de la maquette. Un problème de mécanique est généralement très sensible aux conditions aux limites et il n'est pas suffisant de dire que les conditions aux limites du modèle étant aussi mal définies que celles du prototype, on peut considérer comme satisfaisante la solution obtenue !

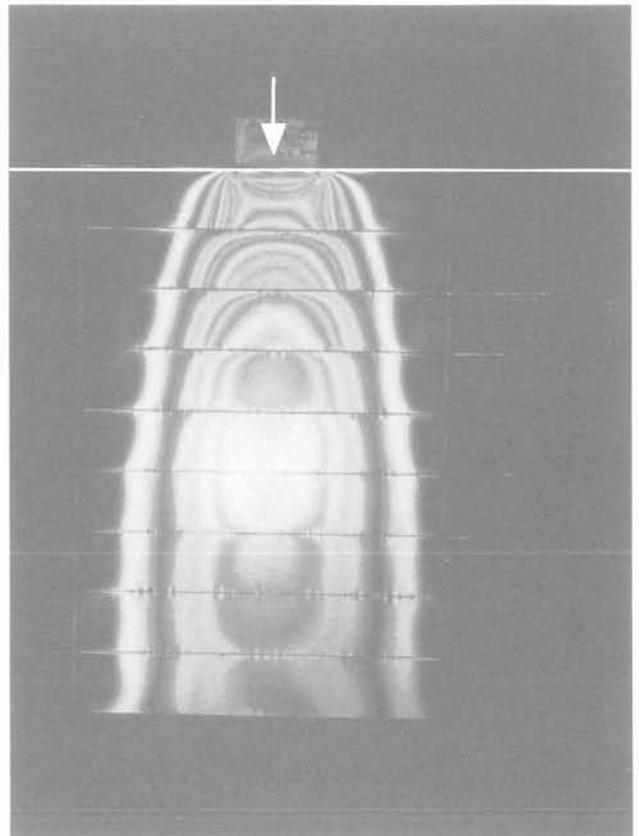


Fig. 1. — Fondation à la surface d'un massif stratifié avec frottement faible aux interfaces, [11].

Fig. 1. — Shallow foundation on a layered model with small interfacial friction, [11].

Pour les conditions initiales, il faut insister sur deux difficultés. L'une porte sur les conditions aux limites en déplacement ; bien entendu, il est possible de disjoindre l'échelle des déplacements Δl de l'échelle des longueurs l ; mais lorsqu'on mène le modèle à la rupture et qu'on souhaite conserver la géométrie des déformations, il faut avoir $\Delta l = l$; pour des échelles des longueurs petites, cette condition peut être difficile à assurer avec précision. Par exemple, sous une fondation, un déplacement de 1 cm n'est pas négligé.

geable au point de vue de son effet sur la distribution des contraintes ; avec un modèle réduit, dont l'échelle des longueurs est 1/100, cela signifie une précision de 1/10 mm, ce qui est bien difficile à atteindre partout. De la même façon, la réalisation d'un modèle en déformation plane dans une cuve à face parallèle est beaucoup plus difficile qu'on ne le croit généralement, car il est très difficile d'assurer $\epsilon_2 = 0$ avec une précision sur Δl_2 de l'ordre du 1/10 mm pendant tout le chargement.

La deuxième difficulté porte sur les incertitudes qui peuvent régner au niveau de l'état initial des contraintes, non pas à cause de la difficulté de la restitution de ces contraintes, mais bien parce que le champ des contraintes initiales dans une structure n'est pas toujours connu avec toute la précision souhaitable : la distribution des contraintes initiales dues au poids propre sous la fondation d'un ouvrage est-elle du type Boussinesq, ou bien est-ce une pression uniforme ? Quel est l'état initial des contraintes sur le revêtement d'une galerie ? Le frottement latéral initial sur un pieu battu ? Les contraintes initiales dans une pièce sujette à un retrait d'origine thermique ou physique ? Souvent cette incertitude n'a pas trop de conséquences, notamment lorsque les matériaux dont on étudie la rupture obéissent à un critère de Tresca, car dans un tel cas, la charge ultime n'est pas altérée, seules les déformations pour y parvenir peuvent être modifiées. Dans d'autres cas, pour les matériaux qui répondent au critère de Coulomb, cela peut ne pas être vrai et cela nécessite un examen attentif. C'est par exemple le cas de la pression d'injection du scellement d'un ancrage dans un sol sableux, qui a une influence reconnue sur la résistance à l'arrachement [6]. On a des résultats analogues pour le frottement latéral des pieux.

La représentation du chargement ne présente, en général, pas de difficultés majeures et il suffit de conserver les mêmes conceptions que pour la simulation de la forme. Dans certains cas, pour des problèmes de dynamique, lorsque l'échelle du temps est petite, la représentation correcte de la chronologie de la sollicitation peut être un peu délicate, et même être à l'origine de difficultés technologiques sérieuses ; c'est, par exemple, ce qui se produit pour la modélisation d'une sollicitation sismique, et s'il faut reproduire correctement un spectre contenant des vibrations situées entre 1 Hz et 1/10 Hz avec une échelle du temps de 1/100, on doit fabriquer des spectres de vibration compris entre 1/100 et 1/1 000 Hz. Différentes méthodes ont été proposées. Ainsi, par exemple, A. ZÉLIKSON, au LMS, et LEGUAY, au CESTA, ont utilisé à cet effet des rafales de tirs d'explosifs ou de tubes à choc au voisinage de cavités, jouant le rôle de résonateurs de Helmholtz.

Remarquons que les solutions qui ont été proposées donnent souvent des résultats dont la fidélité est plus grande que celle de la nature : il n'est pas évident, par exemple, que la sollicitation sismique du séisme d'El Centro se reproduise à nouveau à l'identique, même si les contenus fréquentiels des séismes de la région sont analogues. Par contre, sur un modèle réduit, on reproduira vingt fois le même tremblement de terre.

3. REPRÉSENTATION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX

Dans la simulation sur maquette, ce qui est le plus délicat, c'est la représentation correcte du comportement des matériaux. En élasticité, dans le domaine linéaire, même pour des problèmes compliqués, cela est facile et les résultats sont excellents. Ainsi, dans le domaine des petites déformations, les résultats obtenus au LMS, avec l'Institut Français du Pétrole, pour examiner le comportement cyclique sous tempête de la fondation d'une plate-forme à embase-poids en Mer du Nord, ont été remarquablement confirmés par les observations in situ (déplacement cumulé de l'ordre de 0,5 m).

M.P. LUONG, au LMS, a étudié [8] les non-linéarités des vibrations des pieux et des groupes de pieux dans le sol. Plus récemment, il a étudié, par la même méthode, des fondations précontraintes [9] pour des pylônes électriques, et les résultats obtenus ont été très bien confirmés par des essais in situ en vraie grandeur effectués avec EDF. Des travaux remarquables sur les petites déformations, qui mènent à la liquéfaction des sables, ont été faits par le Professeur A. SCHOFIELD à Cambridge pour des barrages en terre [7].

Si l'utilisation des matériaux équivalents pour représenter les déformations élastiques est largement développée malgré quelques difficultés et, par exemple, la nécessité de garder le même coefficient de Poisson entre la maquette et le prototype lorsque le modèle n'est pas simplement connexe, par contre, dès qu'on veut s'approcher de la rupture, le nombre de paramètres nécessaires pour représenter correctement le comportement du matériau devient très grand et il n'est souvent pas possible de trouver un matériau dont toutes les propriétés soient en similitude avec le réel : en plus des coefficients définissant le critère de rupture, ϕ et C pour un critère de Coulomb, mais peut-être d'autres coefficients si la courbe intrinsèque a une allure parabolique, il y a en plus les coefficients d'élasticité linéaire ou non-linéaire et de plasticité (écrouissage), la dilatance, la densité critique, la viscosité plastique, la perméabilité, etc. Les choix sont, la plupart du temps, suffisamment nombreux et difficiles pour qu'il soit pratiquement impossible de les satisfaire tous. Il est bien connu que l'on peut tenter alors d'utiliser pour la maquette, le même matériau que celui du prototype et sous les mêmes contraintes. L'échelle des contraintes étant alors égale à l'unité, il résulte des équations d'équilibre que l'échelle des accélérations doit être égale à l'inverse de l'échelle des longueurs. Lorsque le rôle du poids propre est important, on est dans le domaine d'élection des essais en centrifugeuse. Mais, ce n'est pas toujours suffisant et on peut être amené à utiliser à la fois centrifugeuse et matériaux équivalents, par exemple, pour des problèmes géologiques. Ainsi, A. ZÉLIKSON au LMS [16], pour représenter la montée d'un dôme de sel à partir d'une couche sédimentaire de sel a utilisé une échelle des longueurs de 10^{-5} . PELTZER et TAPPONIER [12] pour représenter la collision Inde-Asie, ont utilisé une échelle des longueurs de 10^{-7} ; avec une échelle des accélérations de 100, la rela-

tion $\dot{\sigma} = \dot{\rho} \dot{g} \dot{l}$ donne dans ce deuxième exemple, puisque $\dot{\rho}$ reste voisin de l'unité, une échelle des contraintes $\dot{\sigma}$ de l'ordre 10^{-5} . Si le module d'élasticité de la roche est de 50 000 MPa, celui de la maquette sera de 0,5 MPa. Si la résistance à la compression de la roche est 100 MPa, celle de la matière dont est fait la maquette sera de 1 kPa. On conçoit que bien des choses doivent manquer dans une telle représentation, et l'intérêt des résultats obtenus est lié au fait que les caractéristiques mécaniques à long terme d'une plaque continentale sont elles-mêmes très mal connues.

L'emploi du matériau du prototype pour fabriquer le modèle réduit est donc particulièrement intéressant y compris pour des problèmes dynamiques, comme la pénétration d'un projectile dans de l'argile, tel que cela a été étudié au CESTA par LEGUAY et ZÉLIKSON. Mais, ce n'est pas toujours possible, par exemple parce que le matériau n'existe pas : voici le cas de la vidange d'un silo métallique ; on veut représenter une tôle de 3 mm d'épaisseur à l'échelle du 1/20, or la tôle de 1,5/10 mm d'épaisseur du même métal est beaucoup plus écrouie que la tôle de 3 mm et sa limite élastique est probablement beaucoup plus élevée. Et puis, il existe aussi un certain nombre de matériaux pour lesquels les propriétés mécaniques d'un grand morceau sont différentes de celles d'un petit morceau, et il devient difficile de comparer ce qui se passe sur un modèle réduit avec ce qui se passe avec le prototype. On dit alors qu'il y a effet d'échelle. Ce terme recouvre le plus souvent des effets incompris ou tout au moins mal identifiés.

Pour les roches et les bétons, par exemple, il est bien connu que la résistance et la dispersion des résultats sont des fonctions décroissantes de la dimension du corps d'épreuve. L'origine de ces deux phénomènes est liée à la fissuration de la matière, le champ fissural et la distribution aléatoire des fissures pouvant d'ailleurs exister à différentes échelles : cristal, agrégat, bloc ou massif. Mais, il existe des cas dont l'interprétation est plus difficile. C'est par exemple celui des sables. La figure 2, issue de [3] et complétée, donne, en coordonnées doublement logarithmiques, des résultats d'essais de traction horizontale pour deux modèles d'ancres de poids différents sur du sable. Avec des matériaux pulvérulents, la force devrait être fonction du cube des longueurs, c'est-à-dire proportionnelle au poids de l'ancre. Dans la représentation de la figure 2, les courbes représentatives devraient donc être des droites à 45°. On voit qu'il n'en est rien pour les deux modèles étudiés. Dans le cas présent, les essais sur modèle, effectués au LMS, avaient pour but d'optimiser en gravité normale une forme d'ancre. A partir des résultats expérimentaux, nous avons estimé que l'extrapolation des essais sur maquette ne pouvait être faite que par pas de 5 sur les forces, c'est-à-dire par pas de $\sqrt[3]{5} = 1,71$ sur les longueurs. On avait prévu ainsi d'aller jusqu'à une force horizontale de 800 kN. Il est possible que cet effet d'échelle soit lié à une hétérogénéité des sables marins in situ, le matériau étant de plus en plus résistant en profondeur et donc, en fait, de moins en moins pénétré, relativement, par les grosses ancres. Il faut préciser qu'avec le même modèle d'ancre, dans de l'argile

homogène, des résultats excellents au point de vue de la similitude ont été obtenus, et ont permis une extrapolation de 10 sur la longueur, soit 1 000 sur la force, entre la maquette et le prototype in situ.

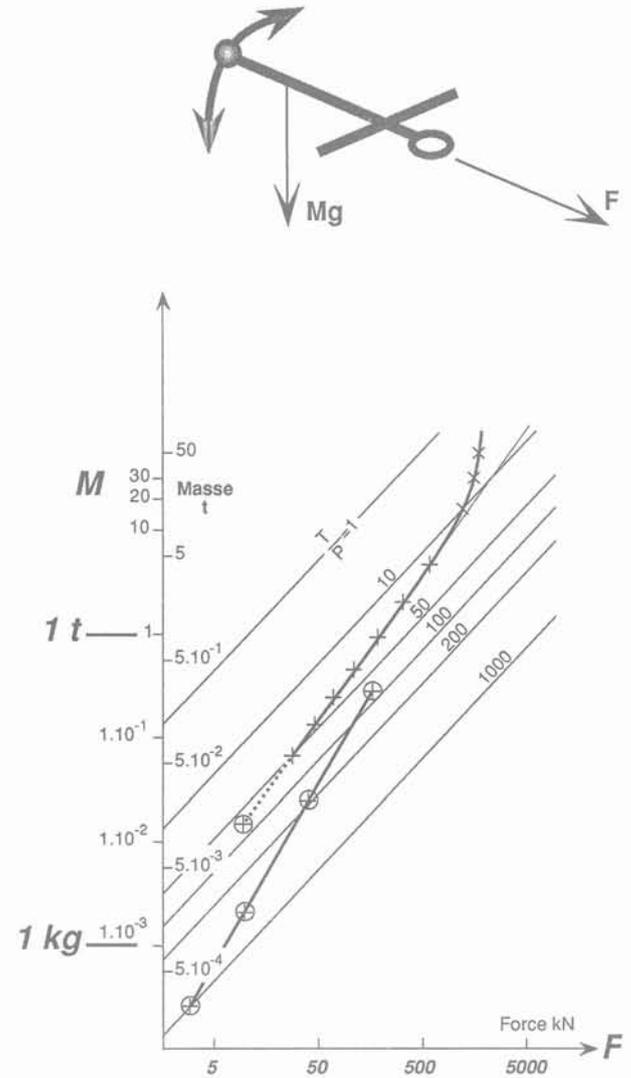


Fig. 2. — Effet d'échelle pour deux types d'ancres marines sur du sable, [3].

Fig. 2. — Scale effect for two marine anchors on sand, [3].

Des effets d'échelles sur les sables ont été obtenus par des expérimentateurs pour d'autres modèles. La figure 3, d'après TCHENG et ISEUX [14], indique des résultats obtenus avec des petits modèles de fondations superficielles sur un sable sec. Les essais de poinçonnement ont fait l'objet de nombreuses communications dans de nombreux Congrès Internationaux de Mécanique des Sols, et les tentatives d'interprétation sont variées ; tout se passe comme si un massif de sable, en laboratoire ou dans la nature, n'était pas homogène, comme si la couche superficielle était de meilleure qualité : pour être plus précis, dans la mesure où la résistance au poinçonnement peut être donnée par une expression de la forme $q_u = 1/2 \gamma B N_\gamma(\phi)$ on constate que les plus petits poinçons donnent les plus grandes valeurs

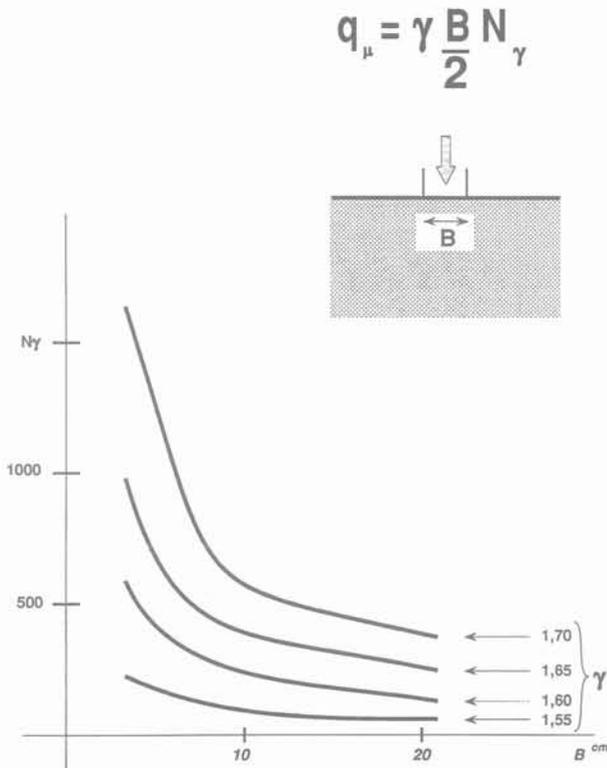


Fig. 3. — Effet d'échelle pour des fondations superficielles sur du sable, [14].

Fig. 3. — Scale effect for shallow foundations on sand, [14].

de N_{γ} ; on pourrait en conclure que l'angle de frottement interne ϕ du sable (ou que la densité du sable) est plus grand en surface qu'en profondeur. Cela paraît peu vraisemblable, en tout cas aucune mesure n'a pu le confirmer.

Une interprétation de ce phénomène a été proposée [2], [4], liée à la dilatance des sables et au phénomène corrélatif du radoucissement de la courbe effort-déformation observé dans les sables denses. On peut la résumer comme suit. Une surface de glissement se forme après un déplacement limité ; dans un champ de déformation hétérogène, comme celui qui existe sous une fondation ou auprès d'un mur de soutènement, la surface de glissement commence à apparaître au bord de la fondation ou au coin du mur qui poinçonne le sol lorsque le déplacement atteint un certain seuil, de l'ordre de 3 à 4 mm, puis elle se développe jusqu'à émerger à la surface libre du massif. Pour un mur de soutènement assez grand, B. DUTHILLEUL [1] a observé que la force sur le mur était proportionnelle à la longueur de la ligne de glissement en formation. Pour un tel exemple, avec un sable dense, on a indiqué sur la figure 4 la zone de dilatance active située autour du front de la surface de glissement en formation, un peu en avant et un peu en arrière ; mais, près du mur, là où la surface de glissement est plus « âgée », la dilatance dans la surface de glissement a épuisé les réserves de déformation : la rupture est progressive et la courbe « force-déplacement » ne présente pas de maximum alors que le comportement du matériau en présente un. Si l'on imagine maintenant un petit modèle dont la

longueur soit égale, ou inférieure, à celle de la zone de dilatance active (fig. 4), on voit que pour ce modèle la rupture va cumuler l'effet de frottement et celui de la dilatance, qui était en quelque sorte « diluée » dans le grand modèle. Il en résulte que la résistance du petit modèle est, proportionnellement, plus grande que celle du grand modèle et que le comportement du petit modèle, c'est-à-dire la courbe « force-déplacement », présente du radoucissement, comme le comportement du sable dense. Il y a effet d'échelle. On peut montrer que cet effet est en relation avec la dimension des grains. Sur la figure 5, on a représenté deux groupes de matériaux pulvérulents, qui sont strictement homothétiques. Il en résulte que leurs angles de frottement interne ϕ_1 et ϕ_2 sont identiques, ainsi que leurs angles de dilatance Ψ_1 et Ψ_2 . Mais, la dilatance normale δ dans le plan de glissement est plus grande pour le matériau grossier que pour celui dont les grains sont les plus petits, et l'on a $\delta_2 = \ell \delta_1$, où ℓ est le rapport d'homothétie. Cette conclusion serait évidemment inchangée si la surface de glissement intéressait une certaine épaisseur de sable, quelques couches de grains, au lieu de n'intéresser comme sur la figure 5 que le désenchevêtrement d'un seul contact de grains. Il est très probable qu'un effet d'échelle lié à la rupture progressive existe aussi pour les argiles raides radoucissantes, même si les expériences manquent sur ce sujet. De toutes façons, même si l'existence d'un radoucissement du comportement ne provoque pas obligatoirement le phénomène de localisation, la conjonction « radoucissement-effet d'échelle » a été signalée déjà par plusieurs auteurs.

Pour un modèle réduit en centrifugeuse avec un sable dense, les phénomènes évoqués ci-dessus doivent se retrouver intégralement, surtout si l'échelle des contraintes est égale à l'unité. L'effet d'échelle sur le petit modèle peut conduire alors à des résultats trop forts (c'est-à-dire à des résistances trop grandes), et le modèle paraît alors optimiste. Il est donc nécessaire, pour les essais en modèles réduits, qu'il ne se produise pas de surface de glissement et que les problèmes étudiés correspondent à des cas, où, en fonction des conditions aux limites et du comportement élasto-plastique des matériaux, il n'apparaît pas de localisation de la déformation, et où le milieu reste continu. Dans le cas contraire, il faut être très prudent pour tirer des modèles réduits des conclusions autres que qualitatives.

4. CONCLUSIONS

Les essais sur modèles réduits donnent, dans de nombreux cas, des résultats extrêmement intéressants en mécanique des sols, et les centrifugeuses, qui permettent une similitude particulièrement sophistiquée, sont dans certains cas véritablement indispensables. Des précautions ont été indiquées pour la construction des maquettes et elles doivent être respectées. En particulier, il faut faire très attention aux effets d'échelle, et notamment éviter ceux qui sont liés à la localisation des déformations et à la formation de surface de glissement dans des processus de rupture progressive.

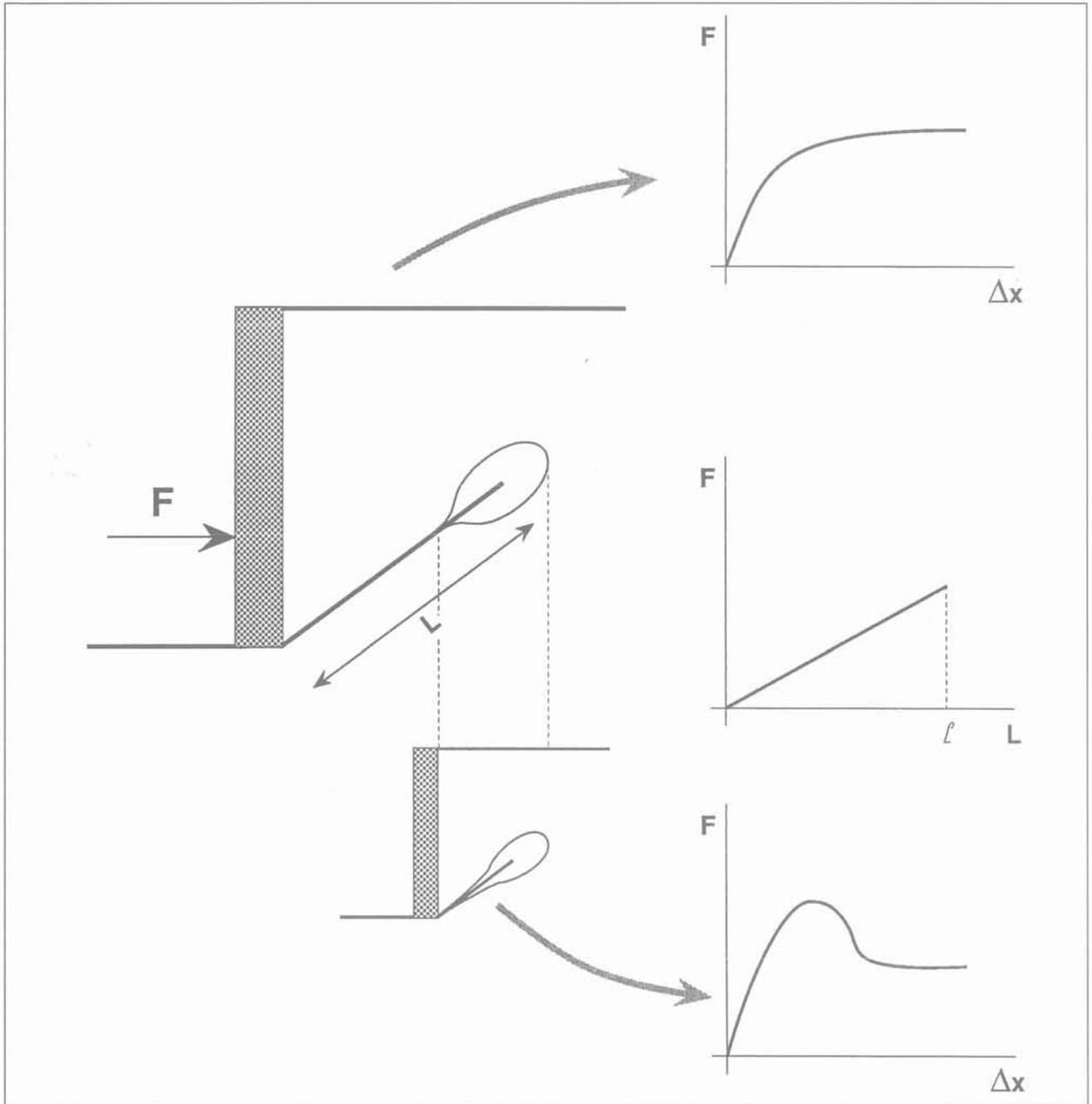


Fig. 4. — Effet d'échelle pour un mur de soutènement.
 Fig. 4. — Scale effect for a retaining wall.

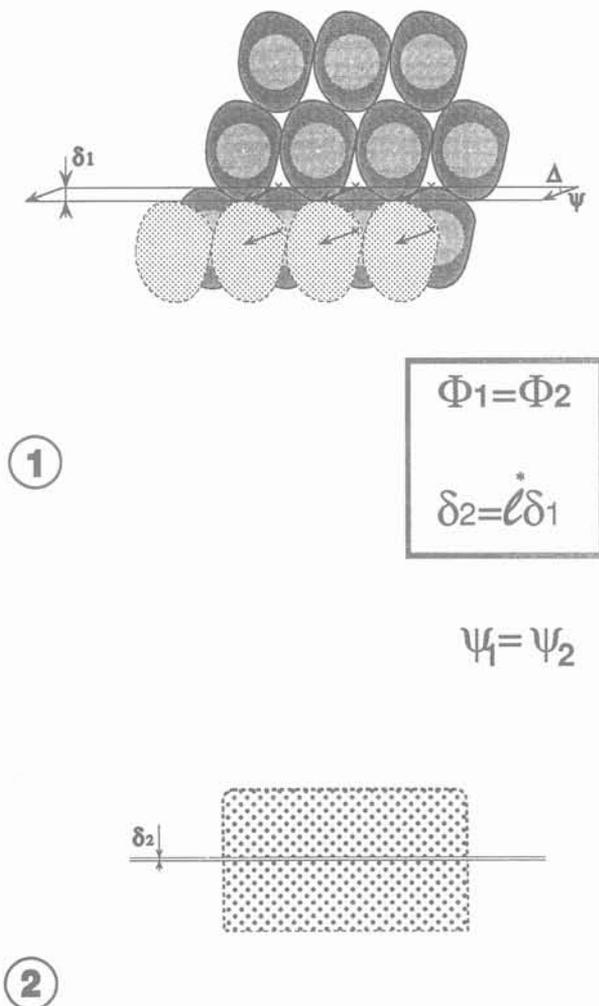


Fig. 5. — Effet d'échelle : aspect microscopique de la surface de glissement dans un sable dense.

Fig. 5. — Scale effect : microscopical aspect of the slip surface in a dense sand.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] DUTHILLEUL B. (1983), « Rupture progressive, simulation physique et numérique ». Thèse de Doct-Ing., USMG, INPG Grenoble.
- [2] HABIB P. (1984), « Scale effect for shallow footing on dense sand ». Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Eng. Div., vol. 100, n° GT1, Janvier 1974, pp. 95-99.
- [3] HABIB P. (1980), « Ancres marines-Ancrages à terre », Revue Française de Géotechnique, n° 11, Mai 1980, pp. 17-28.
- [4] HABIB P. (1985), « Effet d'échelle et surfaces de glissement ». Revue Française de Géotechnique, n° 31 (2^e trimestre 1985).
- [5] HABIB P., ZÉLIKSON A. (1985), « Modèles réduits en dynamique ». Génie Parasismique, Presses ENPC, Paris, pp. 563-568.
- [6] JORGE G.R. (1969), « Le tirant IRP réinjectable spécial pour terrains meubles ». 7^e Congrès Int. SIMSTF, Mexico, Août 1969, Session Spéciale 15, p. 162.
- [7] LEE F.H., SCHOFIELD A.N. (1988), « Centrifuge modelling of sand embankments and islands in earthquakes ». Géotechnique 38, n° 1 (March 1988), pp. 45-58.
- [8] LUONG M.P. (1986), « Centrifugal models of piles and pile groups under lateral harmonic excitations and seismic actions ». In Numerical Methods in Offshore Piling, Ed. Technip, pp. 511-525.
- [9] LUONG M.P., MARTIN A., de PARNY R. (1988), « Fondations précontraintes pour supports aériens ». In Supports Aériens : Choix - Optimisation - Essais, ESE, Gif-sur-Yvette, pp. 59-66.
- [10] MANDEL J. (1962), « Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude ». Revue de l'Industrie Minérale, Sept. 1962, vol 44.
- [11] MAURY V. (1970), « Mécanique des milieux stratifiés ». Dunod, Paris, 1970, pp. 98 et 104.
- [12] PELTZER G., TAPPONIER P. (1988), « Formation and evolution of strike-slip faults, rifts and basin during the India-Asia collision : an experimental approach ». (A paraître dans Journal of Geophysical Research).
- [13] SAINT-GUILHEM R. (1985), « Sur les fondements de la similitude physique : le théorème de Federman ». Journal de Mécanique Théorique et Appliquée, vol. 4, n° 3, pp. 337-356.
- [14] TCHENG Y., ISEUX J. (1966), « Nouvelles recherches sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents : fondations superficielles et semi-profondes ». Annales ITBTP, n° 227, Paris, Nov. 1986, pp. 1267-1282.
- [15] WEBER J.D., « Les applications de la similitude physique aux problèmes de la Mécanique des Sols ». Ed. Eyrolles, Gauthier-Villars, Paris, 1971.
- [16] ZÉLIKSON A. (1988), « The use of large centrifuges for modeling geological instabilities caused by gravity anomalies ». In « Centrifuge 88 », Paris.

SYMPOSIUM " ROCK AT GREAT DEPTH "

Pau - 28 au 31 août 1989

Symposium organisé par le Comité Français de Mécanique des Roches sous le double parrainage de la SIMR (Société internationale de Mécanique des Roches) et de la SPE (Society of Petroleum Engineers) et avec l'aide de l'AFTP (Association Française des Techniciens du Pétrole).

Objectif : le principal objectif du symposium est de rassembler des ingénieurs œuvrant dans des domaines très variés de recherche et développement (mines et génie souterrain, exploration pétrolière et tectonophysique, production pétrolière et géothermie, stockages souterrains...) et des chercheurs des laboratoires de mécanique des roches, rhéologie et physique des roches et des matériaux. Le but est de comparer les approches qu'ils mettent en œuvre en laboratoire, in situ, et par modèles théoriques. Ceci vise à mieux comprendre des phénomènes semblables se produisant dans des matériaux identiques, mais concernant des contextes extrêmement différents. Les efforts du Comité exécutif tendent à faciliter ces échanges, à promouvoir des comparaisons inattendues et des collaborations productives, et à stimuler des approches nouvelles.

Thèmes et domaines d'applications :

- Comportement mécanique des roches soumises de façon permanente ou transitoire à des niveaux de chargement et de confinement élevés, supérieurs au niveau de leur résistance maximale conventionnelle, comme celles qui règnent par exemple à grande profondeur ou sous une sollicitation brusque.
- Détermination in situ et en laboratoire des caractéristiques physiques de la matrice et de l'espace poreux ou fissural et des propriétés qui en découlent : porosité, fissuration, perméabilité, propriétés sismo-acoustiques (célérité, atténuation), thermiques (dilatométrie, conductivité, diffusivité...).
- Observations et mesures in situ et en laboratoire de la déformabilité et des conditions d'apparition, de propagation de la rupture et de localisation des déformations ; modélisations et approches théoriques associées.
- Les exemples et analyses de cas d'application concrets réalisés ou en cours de développement seront particulièrement appréciés.

Langues : français, anglais, allemand pour les communications.

Traduction simultanée à l'oral : français, anglais, allemand, espagnol.

Une exposition de matériels de mesures et d'acquisition in situ et en laboratoires et de documentation technique en rapport avec les thèmes du Symposium sera organisée avec possibilités de démonstration en plein air.

Renseignements : Symposium " Rock at great depth " - Elf Aquitaine - CSTCS, Bât. L 5, 64018 Pau Cedex (France).

développement des essais en centrifugeuse en Chine

development of centrifuge testing in China

WEI-XIN ZHU

Institut de Recherche Hydraulique de Nanjing (R.P. Chine)*

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 43-48 (juillet 1989)

Résumé

La première étude sur modèle réduit d'un problème géotechnique faite en Chine remonte à 1981. Depuis lors la modélisation en centrifugeuse connaît un développement significatif. L'article décrit les cinq plus importantes installations en service et dresse la liste de l'ensemble des problèmes étudiés en centrifugeuse.

Abstract

The first centrifugal study of a geotechnical problem in China was made in 1981. Since then, centrifugal modelling has known a significant development. The paper presents the five largest facilities in service and gives a list of all the problems studied with a centrifuge.

* 223 Guangzhou Road, Nanjing, Chine.

1. INTRODUCTION

La Chine, avec une superficie de 9,6 millions de km², est au troisième rang après l'URSS et le Canada. Grand pays en développement, elle assure depuis 1980 la modernisation des grands secteurs de son économie. Les grands ouvrages de génie civil sont nombreux et variés en nature. Les investissements consacrés aux travaux relevant de la géotechnique représentent une part importante des capitaux consacrés à la construction. De plus, les projets sont souvent implantés dans des sites où les risques naturels sont sérieux tels que tremblements de terre, tempêtes, ce qui représente un défi supplémentaire pour le géotechnicien. C'est pourquoi la Chine attache-t-elle de l'attention au progrès dans les études en géotechnique.

Les calculs précis des ouvrages en terre et de leurs fondations présentent des difficultés certaines dues à la non linéarité de la relation contrainte — déformation et à la variabilité en fonction du temps des caractéristiques mécaniques des sols. Ainsi, les nombreuses méthodes analytiques ou empiriques ne peuvent être considérées que comme des méthodes approchées.

Actuellement, pour l'édification des grands ouvrages de géotechnique, trois approches sont employées: la modélisation numérique, la modélisation physique et l'observation de l'ouvrage. Les informations tirées des études seront répercutées vers la conception, la construction et les travaux d'entretien pour obtenir économie et sécurité des projets.

Pour développer l'agriculture et résoudre le problème essentiel qui est de nourrir un milliard d'habitants, environ cent mille réservoirs ont été créés en Chine au cours des quarante dernières années et ce, pour une large part, avec des barrages en terre et enrochements. Le Ministère des Ressources en Eau et de l'Energie Electrique (MREEE) attache ainsi de l'importance à la géotechnique car cette discipline traite de la sécurité et de l'économie des travaux hydrauliques. C'est pourquoi, la majorité des spécifications techniques en géotechnique et des appareillages d'essais des sols, proviennent en Chine du MREEE. C'est aussi ce ministère qui représente la Chine dans toutes les activités du comité ISO/TC-182.

2. L'ORIGINE DE LA MODÉLISATION GÉOTECHNIQUE EN CENTRIFUGEUSE EN CHINE

Depuis longtemps, il y avait plus de 10 centrifugeuses employées pour les études sur modèles de structures avec la photoélasticité. Dans les années 60, sous influence venue d'URSS, quelques chercheurs commencèrent à s'intéresser, en Chine, à l'utilisation en géotechnique des modèles réduits centrifugés. Les informations sur ce sujet ont été traduites du russe en chinois. Cependant, c'est seulement dans les années 80 que l'on a vraiment porté attention à la modélisation en centrifugeuse, en Chine, sous l'influence des travaux de Grande-Bretagne, des Etats-

Unis, du Japon, etc. En particulier, le professeur WENG-XI HUANG de l'Université Tsing Hua, qui est un pionnier dans le développement des modèles numériques en géotechnique, a défendu la modélisation en centrifugeuse après une visite des Universités de Cambridge et de Manchester effectuée en 1980. Le MREEE appuya l'Institut de Recherche Hydraulique de Nanjing (IRHN) pour développer les essais en centrifugeuse pour la géotechnique. Une centrifugeuse servant aux études en photoélasticité à l'Université de Hehai fut modifiée pour les applications géotechniques par l'IRHN dès 1981. Une vue en est donnée par la figure 1. Pour cette centrifugeuse modifiée, de nombreux appareillages de mesure furent développés, du personnel technique fut formé à cette modélisation physique et quelques problèmes de recherche appliquée furent rapidement correctement résolus. Par exemple, en 1982-83, l'IRHN employa la modélisation en centrifugeuse pour étudier avec succès la rupture d'un mur de quai, afin d'en connaître le mécanisme (ZHU et al., 1988).

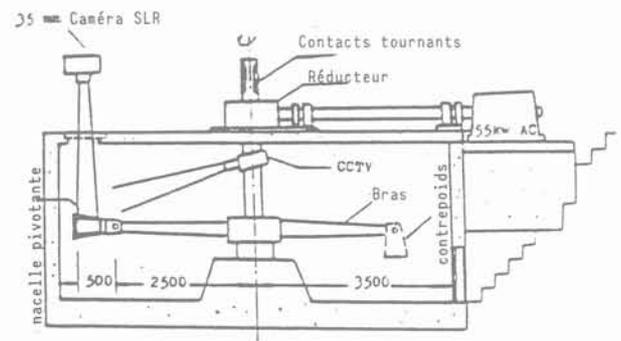


Fig. 1. — Centrifugeuse de l'IRHN.

Fig. 1. — Centrifuge of the Nanjing Hydraulic Research Institute.

Les résultats obtenus sur modèle réduit s'avèrent conformes au mode de rupture de l'ouvrage du site. Par conséquent, il fut possible d'établir les causes de l'accident, ce que les autres méthodes n'avaient pas permis de faire. Ceci fut la première application de la modélisation en centrifugeuse pour résoudre un problème pratique en Chine, et ce fut fait comme le veut la maxime chinoise: « triompher dès la première bataille ». Cette première application attira plus encore l'attention du MREEE qui envoya en 1984 une nouvelle délégation conduite par les professeurs WENG-XI HUANG et WEI-XIN ZHU au Etats-Unis pour y étudier les centrifugeuses, les techniques de modélisation et les applications en géotechnique afin d'examiner l'intérêt et la faisabilité de la construction d'une grande centrifugeuse pour la géotechnique, en Chine.

A la fin de 1984, une proposition fut présentée par le professeur ZHU. Celle-ci fut acceptée à l'unanimité des experts chinois qui s'accordèrent sur la nécessité de construire une grande centrifugeuse et non de petites machines destinées aux recherches de base et à l'éducation des étudiants. Depuis lors, il y eut cinq projets et deux grandes centrifugeuses pour la géotechnique sont en construction et devraient être achevées en 1990. De plus, trois centrifugeuses, petites ou moyennes, sont en fabrication et devraient être en

service en 1989 à l'IRHN, à l'Université des Sciences et de la Technologie de Chengdu et à l'Université des Communications du Sud-Ouest.

Afin d'apprendre les nouvelles techniques de modélisation en centrifugeuse le plus rapidement possible, de nombreux instituts et universités chinois, envoient des personnels techniques à l'étranger.

3. LES CENTRIFUGEUSES

Sur les cinq centrifugeuses existant en Chine, trois servent à la géotechnique et aux études en photoélasticité (fig. 1, 2, 3). La centrifugeuse de l'Institut Scientifique de Recherche de la Rivière Yangtze fut construite en 1983 (WANG, 1988) ; c'est la plus grande des centrifugeuses chinoises existantes. La figure 4 présente une petite centrifugeuse installée en 1987 à l'Institut des Chemins de Fer de Shanghai. La centrifugeuse de Chengdu est la modification d'un simulateur de vol capable de 55 g (fig. 5) (LIU et TANG, 1988).

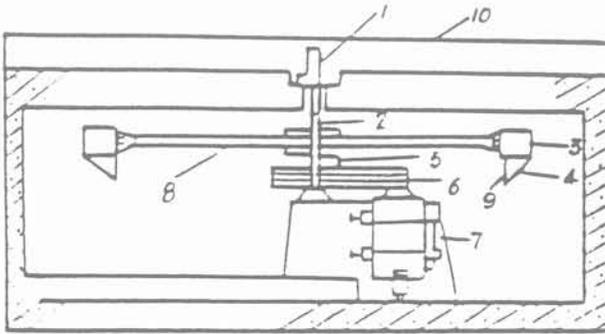


Fig. 2. — Centrifugeuse de l'Université Huhai (25 tonnes-g).
 1. Contacts tournants - 2. Arbre - 3. Nacelle pivotante
 4. Miroir - 5. Caméra TV - 6. Courroie - 7. Moteur
 8. Rotor - 9. Cadre - 10. Plaque de couverture
 Fig. 2. — Centrifuge of Huhai University (25 g-tons).
 1. Sliprings - 2. Shaft - 3. Swinging basket
 4. Mirror - 5. TV camera - 6. Belt - 7. Motor
 8. Rotor - 9. Frame - 10. Cover

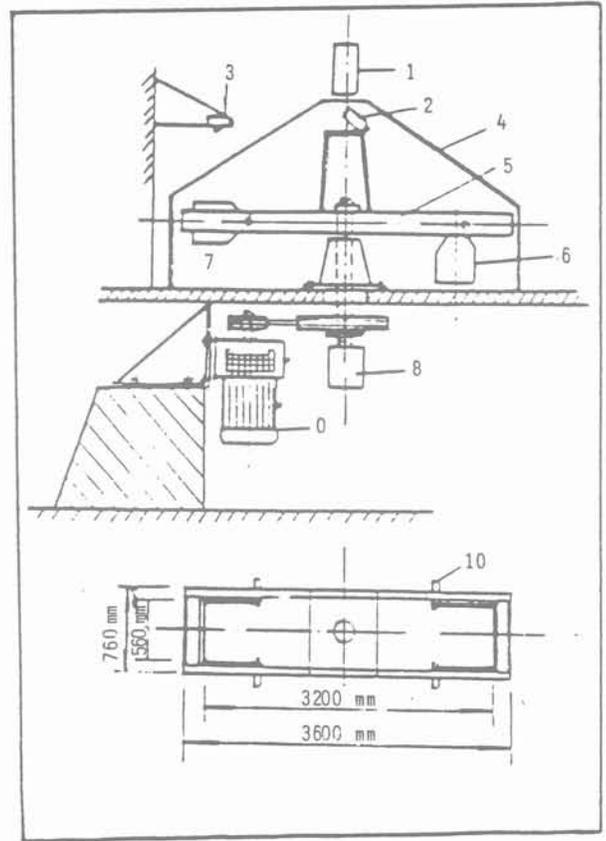


Fig. 4. — Centrifugeuse de l'ICFS.
 1. Contacts tournants - 2. Camera TV - 3. Appareil photo
 4. Enceinte - 5. Rotor - 6. Nacelle pivotante à l'arrêt
 7. Nacelle pivotante en rotation - 8. Joint tournant hydraulique
 9. Moteur (15 kW) - 10. Barre de torsion
 Fig. 4. — Centrifuge of the Shanghai Railways Institute.
 1. Sliprings - 2. TV Camera - 3. Still camera
 4. Enclosure - 5. Rotor - 6. Swinging basket at stop
 7. Swinging basket in rotation - 8. Hydraulic slipring
 9. Motor (15 kW) - 10. Torsion bar

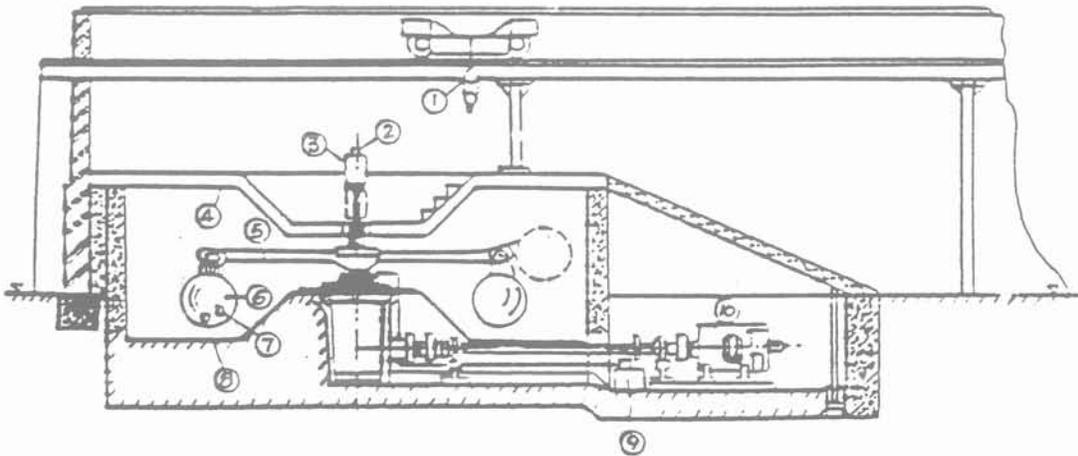


Fig. 3. — Centrifugeuse de l'IRSRY (300 tonnes-g).
 1. Pont roulant - 2. Système optique - 3. Contacts tournants - 4. Plafond - 5. Rotor - 6. Nacelle pivotante
 7. Camera TV - 8. Appareil photo - 9. Réservoir d'huile - 10. Moteur courant continu
 Fig. 3. — Centrifuge of the Yangtze River Scientific Research Institute (300 g-tons).
 1. Travelling crane - 2. Optical system - 3. Sliprings - 4. Ceiling - 5. Rotor - 6. Swinging basket
 7. TV Camera - 8. Still camera - 9. Oil tank - 10. D.C. Motor

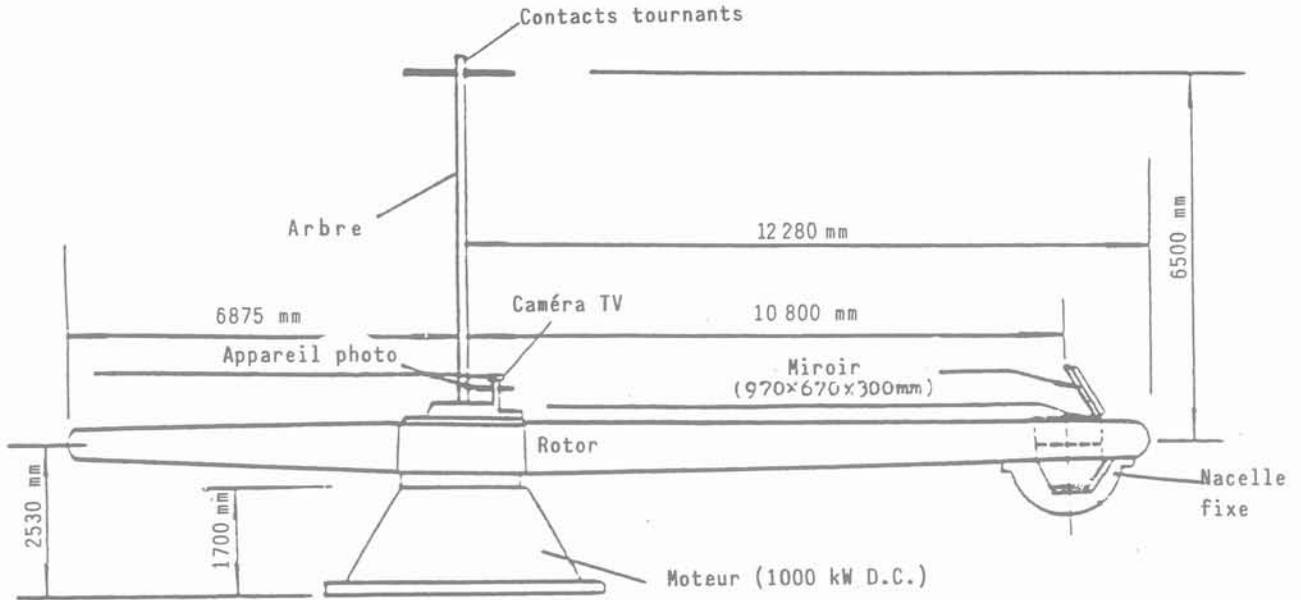


Fig. 5 — Centrifugeuse de l'IPEHC (330 tonnes-g).

Fig. 5. — Centrifuge of the Chengdu Hydroelectric Design and Research Institute (330 g-tons)

Les caractéristiques des deux grandes centrifugeuses en projet (JIA et al., 1988, ZHU et LIU, 1988) sont résumées dans le tableau 1 avec celles des autres machines.

Tableau 1. — Spécifications techniques des centrifugeuses géotechniques chinoises.
Table 1. — Technical specifications of the Chinese geotechnical centrifuges

Lieu	Institut de Recherche Hydraulique de Nanjing IRHN		Institut de Recherche Scientifique de la rivière Yangtze IRSRY	Institut de conception et d'études Hydroélectrique de Chengdu ICENC	Université de Hehai UH	Institut des Chemins de fer de Shanghai ICFS	Institut de Conservation de l'Eau et de Recherche Hydroélectrique ICERH
Rayon effectif max. (m)	2,9	5,0	3,0	10,8	2,4	1,55	4
Accélération max. (g)	200	200	300	110	250	200	300
Masse modèle max. (kg)	100	2 000	1 000	3 000	100	100	1 500
Capacité max (tonne-g)	20	400	300	330	25	20	450
Puissance moteur (Kw)	55	500	400	1 000	40	15	700
Années premières études en géotechnique	1982	1990	1985	1985	1982	1987	1990
Figure n°	1		3	5	2	4	

4. ACTIVITÉS DE RECHERCHE EN MODÉLISATION EN CENTRIFUGEUSE

Un résumé chronologique (1982-1988) est donné dans le tableau 2. Les études indiquées ont été faites pour l'essentiel en vue de résoudre des problèmes urgents de conception ou de construction. Comme la modélisation géotechnique en centrifugeuse n'est uti-

lisée en Chine que depuis moins de 10 ans, aucune installation ou matériel n'est idéal, et tous les problèmes traités se rapportent à des applications simples statiques. Les limites des centrifugeuses existantes rendent difficile l'étude de problèmes complexes incluant des effets dynamiques. C'est pourquoi, cinq nouvelles centrifugeuses, grandes, moyennes et petites, dédiées aux études géotechniques seront construites d'ici 1990.

Tableau 2. — Liste des études géotechniques en centrifugeuse à l'Institut de Recherche Hydraulique de Nanjing.
Table 2. — List of the geotechnical centrifuge studies at the Nanjing Hydraulic Research Institute

Thème	Nature des problèmes	Année
Remblai ferroviaire sur plage du port de Xiamen	Etudes spécifiques du site pour le projet	1982-83
Rupture du quai Wuwam	Etudes géomécaniques pour la réparation	1983
Consolidation d'argiles molles	Validation de modèles numériques	1985
Barrage en enrochement de Xibeikou avec revêtement en béton	Etude paramétrique et validation d'études numériques pour le projet	1986-87
Vidange rapide du réservoir d'un barrage en enrochement non revêtu	Etudes pour le projet	1987
Stabilité du barrage en terre Yangmaowan fondé sur du loess	Etudes pour amélioration de la stabilité	1987
Géomembrane dans le noyau en terre d'un barrage en enrochement établi sur une faille active	Etudes pour le projet	1988
Pentes maximales admissibles pour les épaulements d'un barrage en terre	Etudes pour le projet	1988

Tableau 3. — Liste des études géotechniques en centrifugeuse à l'Université de Huhai.
Table 3. — List of the geotechnical centrifuge studies at Huhai University

Thème	Nature des problèmes	Année
Consolidation d'un dépôt d'argile molle	Recherche appliquée	1982
Stabilité de pente	idem	1982
Tassement de remblai	idem	1982
Stabilité des fondations d'une digue du port de Chiwan	Etude spécifique pour un projet	1983
Stabilité d'un batardeau pour terre-plein remblayé au port de Liangun	idem	1984
Stabilité d'une écluse dans la baie Lianshi	idem	1985
Stabilité de batardeaux pour digue de l'usine pétrochimique de Shanghai	idem	1985
Consolidation de sol mou sous dépression	Etude de l'efficacité d'une méthode d'amélioration des sols	1984
Stabilité d'une digue et d'un mur de quai au port Yantai	Etude spécifique pour un projet	1985
Stabilité de barrages composés en cendres volcaniques	idem	1986-87

Tableau 4. — Liste des études géotechniques en centrifugeuse dans les autres universités et instituts chinois.
 Table 4. — List of the geotechnical centrifuge studies of other universities and institutes

Thèmes	Nature des problèmes	Institut	Année
Remblai routier de Daihuang sur argile molle	Etude spécifique pour projet	IRSRY	1987
Etude des contraintes pour des structures bâties sur fondations non uniformes	idem	IRSRY	1987
Grand barrage en terre de Xiao-Longdi sur alluvions de la rivière Jaune	idem	IRSRY	1988-90
Barrage en enrochement sur alluvions épaisses avec rideau d'étanchéité en béton	idem	ICEHC	1985
Mur de soutènement	Recherche appliquée	Univ. Sud-Ouest	1986
Stabilité d'un dépôt compressible de grande épaisseur à Shanghai	Etude spécifique pour projet	ICFS	1987
Capacité portante de semelles sur des sables	Etude paramétrique	Univ. Tsing Hua	1986
Comportement d'un mur en sol renforcé	Recherche appliquée	Univ. Changsha	1987

5. CONCLUSIONS

Le développement économique de la Chine va conduire à rencontrer dans le futur un grand nombre de problèmes géotechniques. Dans ce contexte, il est certain que la modélisation en centrifugeuse a un brillant avenir. Bien que nous ayons franchi une première étape, nous devons continuellement améliorer les techniques d'essais, les méthodes de mesures, les installations... Nous sommes désireux d'apprendre de nos collègues étrangers et espérons que tous les chercheurs échangeront leur expérience. En particulier, le Comité Technique sur les essais en centrifugeuse (TC-2) de la Société Internationale doit mener la tâche d'orienter tous les pays dans les applications de la modélisation en centrifugeuse.

BIBLIOGRAPHIE

- JIA P.Z., WANG W.H., RU L.A. (1988), *The survey of conceptual design for a 450 g-t geotechnical centrifuge*. Centrifuge'88, Corté J.F. (éd.), pp. 17-22, Balkema, Rotterdam.
- LIU L.D., TANG J.H. (1988), *A huge centrifuge for geotechnical studies*. Centrifuge'88, Corté J.F. (éd.), pp. 33-36, Balkema, Rotterdam.
- WANG X. (1988), *Studies on the design of a large scale centrifuge for geotechnical and structural testing*. Centrifuge'88, Corté J.F. (éd.), pp. 23-28, Balkema, Rotterdam.
- ZHU W., LIU S. (1988), *NHRI geotechnical centrifuge operation*. Centrifuge'88, Corté J.F. (éd.), pp. 49-54, Balkema, Rotterdam.
- ZHU W., YI J. (1988), *Application of centrifuge modelling to study a failed quay wall*. Centrifuge'88, Corté J.F. (éd.), pp. 415-420, Balkema, Rotterdam.

modélisation en centrifugeuse de problèmes d'interaction sol-structure

centrifuge modelling of soil-structure interaction problems

H.L. JESSBERGER

Universität de la Ruhr, Bochum (RFA)*

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 49-54 (juillet 1989)

Résumé

Ce rapport fait une revue complète des problèmes d'interaction sol-structure traités par modèle réduit en centrifugeuse, à l'exception des problèmes dynamiques. Les références d'études publiées sont données et brièvement discutées en s'appuyant sur des exemples d'applications concrètes. Les problèmes pratiques et les développements nécessaires pour les futures recherches en centrifugeuse sont abordés.

Abstract

This paper is a comprehensive review of centrifuge modelling of soil-structure interaction problems, excepting dynamic phenomena. Literature references are briefly discussed based on examples of engineering applications. Engineering problems and necessary developments for future centrifuge investigations are explained.

* Universitätsstrasse 150, Postfach 102148, 4630 Bochum (RFA).

1. INTRODUCTION

En mai 1987, se tenait à Paris une conférence internationale sur l'interaction sol-structure. Les problèmes de remblais, de fondations superficielles et profondes, d'ouvrages souterrains, d'excavations et d'ouvrages de soutènement y furent discutés. Nombreuses sont les communications présentées qui peuvent inspirer les chercheurs géotechniciens pour des travaux de modélisation en centrifugeuse. Il est évident qu'avec un développement continu en géotechnique, de nouveaux problèmes d'interaction sol-structure se feront jour et devront être résolus. Certains aspects des apports présents et futurs de la modélisation en centrifugeuse seront discutés ci-après. Chaque partie traite successivement de la description du problème dans sa relation avec la situation réelle, de la contribution de la modélisation en centrifugeuse et examine les développements futurs.

2. OUVRAGES SOUTERRAINS ET STRUCTURES ENTERRÉES

2.1. Les problèmes pratiques

Les ouvrages souterrains ont une importance croissante en génie civil. Les traits principaux relatifs aux problèmes d'interaction sol-structure pour les ouvrages souterrains sont portés sur la figure 1.

Une couche de sol en état d'équilibre naturel est perturbée par une excavation de géométrie donnée, par exemple un tunnel circulaire qui représentera aussi d'autres types de cavités comme des puits ou des cavernes. L'excavation provoque des changements dans la distribution des contraintes dans le sol, ce jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre soit atteint. Les éléments de revêtement agissent comme facteur stabilisateur. D'autres processus mécaniques peuvent avoir une influence comme des variations de la nappe; les efforts apportés par les semelles des bâtiments voisins, la circulation des véhicules, ou les déformations de la couche elle-même, provoquée par exemple par leur affaissement en zone minière ou des mouvements tectoniques.

Certaines de ces questions sont d'un intérêt majeur pour les applications pratiques comme:

- l'évolution des déformations autour des tunnels, revêtus ou non, jusqu'à la rupture;
- l'interaction périphérique entre le revêtement et le sol environnant;
- l'interaction longitudinale entre le revêtement du tunnel, des canalisations et le sol, en relation avec le processus d'excavation, les changements de couches de sol, le tassement, les mouvements de failles, etc.

2.2. Apports de la modélisation en centrifugeuse

La plupart des études en centrifugeuse au cours de la dernière décennie se sont focalisées sur des modèles bidimensionnels. Les sols utilisés ont été des sols pulvérulents et des sols cohérents, en général des sables standards et du kaolin. La préparation des

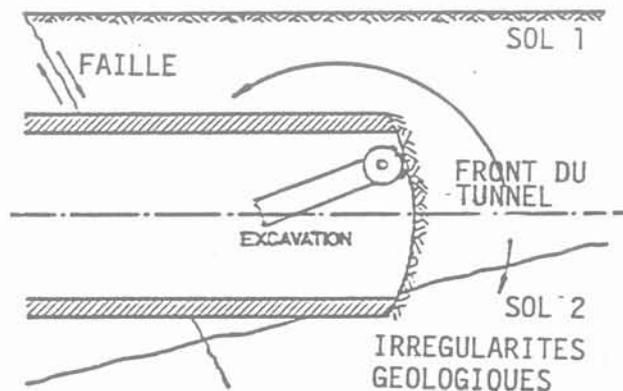
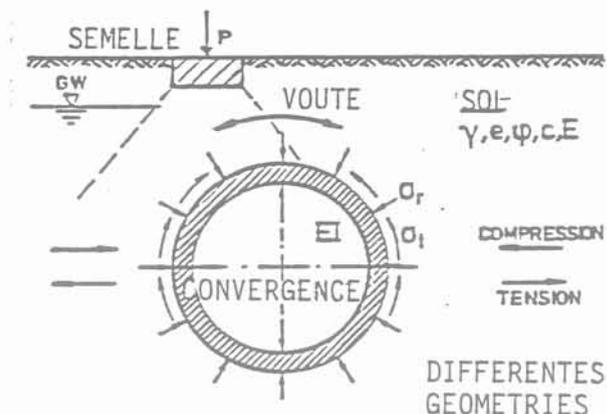


Fig. 1. — Interaction sol-structure pour des ouvrages souterrains.

Fig. 1. — Soil structure interaction of underground structures.

modèles de sable s'effectue usuellement en enfouissant la structure dans le sable déposé en pluie à 1 g; le modèle est alors accéléré dans la centrifugeuse jusqu'au niveau de contraintes requis puis le processus physique qui doit être étudié est recréé.

Les modèles d'argile sont préparés par consolidation d'une boue jusqu'à obtention d'un certain profil de consolidation. Ceci peut être obtenu par chargement à l'aide d'un piston ou par la méthode du gradient hydraulique hors de la centrifugeuse et sur la machine, grâce à l'accélération centrifuge. Après consolidation, un certain volume d'argile est excavé pour déposer la structure souterraine. La mise en rotation du modèle complet dans la centrifugeuse conduit au profil final de consolidation.

Les études en centrifugeuse sur les problèmes de stabilité en section courante et en front de tunnels, ainsi que celles sur les puits ont été résumées par MAIR et al., (1984). POTTS (1976) a traité du comportement de tunnels dans les sables. De nombreuses expériences ont été faites en assurant la tenue des excavations non revêtues par une membrane en caoutchouc avec une pression interne d'air. A un niveau de g donné, la pression interne était réduite par paliers et les déformations et, les mécanismes de

rupture étaient observés. POTTS a utilisé un revêtement d'aluminium équipé de jauges pour détecter l'évolution des déformations et la distribution des contraintes dans le revêtement sous la pression des terres.

Des études sur des canalisations rigides et souples enterrées dans des tranchées ont été effectuées par JAMES et LARSSON, (1975), VALSANGKAR et BRITTO (1977). Ces tuyaux étaient équipés de jauges pour mesurer les déformations. TROTT et al., (1984) ont démontré de façon convaincante quel usage peut être fait des modèles réduits en centrifugeuse pour analyser le comportement des ouvrages prototypes. Les distributions de déformations, les charges limites et la déformée finale des tuyaux sous l'effet de chargements par bandes sur différentes zones de la surface du sol montrent un bon accord entre modèle et prototype.

Des modèles tridimensionnels de canalisations enterrées ont été étudiés par KUSAKABE (1984) à propos des mouvements de sol, engendrés par l'excavation, à proximité, de tranchées susceptibles de provoquer la rupture des canalisations enterrées. La comparaison entre le mécanisme de rupture supposé et celui observé sur les modèles centrifugés ont conduit à penser que ledit mécanisme pouvait être employé pour les applications.

Le comportement d'un tunnel soumis à un mouvement tectonique a été examiné par BURRIDGE (1984), en vue d'obtenir des informations sur l'interaction entre le tunnel et le sol, les niveaux de contrainte que l'on peut atteindre dans le tunnel et la longueur de tunnel affectée par ces mouvements. Une technique spéciale a été utilisée pour produire le mécanisme de faille dans le modèle. Des jauges d'extensométrie ont été employées pour déceler les déformations du tunnel représenté par un tube en aluminium.

Les communications présentées au congrès Centrifugeuse 88 concernent la pression s'exerçant sur des conduites enterrées rigides (TOHDA et al., 1988) et l'effet de charges statiques et roulantes sur des buses flexibles (CRAIG et MOKRANI, 1988). Ces deux articles donnent de bons exemples d'instrumentation et de techniques de chargement de modèle élaborées. Ces développements améliorent la qualité des informations sur le comportement mécanique obtenues sur chaque modèle, par suite, le nombre d'essais nécessaires pour vérifier les résultats peut être réduit.

Les exemples précédents et d'autres qui peuvent être trouvés dans les références bibliographiques montrent que les progrès dans les apports de la modélisation en centrifugeuse aux applications pratiques portent sur les problèmes de détermination de conditions de stabilité en milieu pulvérulent ou cohérent. Des solutions ont été établies qui permettent de calculer les efforts sur le tunnel selon la résistance au cisaillement mobilisée dans les terrains de couverture, résistance qui est une fonction des déformations dans le sol et par conséquent des déformations admises au front du tunnel et autour du revêtement. De même, des distributions de contrainte dans les revêtements et les conduites ont été déterminées pour différentes conditions

aux limites comme les charges apportées par des semelles, des essieux roulants, par des excavations ou par l'extraction de palplanches à proximité de conduites. Les résultats ont donné une meilleure connaissance des transferts d'efforts du sol aux structures enterrées et ont permis d'améliorer les critères de dimensionnement.

2.3. Développements futurs

Des développements dans la technique des modèles sont nécessaires pour étendre l'application des études en centrifugeuse. Certains peuvent être résumés ainsi :

- les études bidimensionnelles devraient porter sur d'autres formes de sections. Les interactions mutuelles entre structures enterrées voisines devraient être considérées;

- la modélisation tridimensionnelle d'effets de voûte et la détermination des tassements de surface près du front de tunnel sont des problèmes importants. Les phénomènes d'interaction entre le sol et des structures plus complexes comme les zones de raccordement de tunnels ou des cavernes, devraient être étudiés en centrifugeuse;

- les équipements d'essai devraient être développés pour permettre d'aborder les phénomènes d'interaction qui sont affectés principalement par les processus d'excavation, car les problèmes sur site ne peuvent pas être traités par les critères ordinaires de construction. La modélisation en centrifugeuse peut aider à comprendre de telles situations et aider le concepteur;

- la technique de mise en place des structures dans le sol du modèle devait être améliorée pour réduire l'influence de la procédure de construction du modèle. De même, les techniques de modélisation devraient être développées pour prendre en compte les anomalies géologiques susceptibles de causer des problèmes d'instabilité pendant la construction des ouvrages souterrains.

3. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

3.1. Les problèmes pratiques

Les excavations profondes à proximité de bâtiments ou de constructions existantes ont stimulé de rapides progrès dans la conception des ouvrages de soutènement.

La figure 2 montre quelques questions intéressant le projeteur. Deux principes de construction peuvent être distingués: d'abord les murs, comme les murs en béton qui sont construits isolément et remblayés après exécution; en second lieu, les écrans comme les parois moulées mis en place dans le sol, puis excavés d'un côté.

Différents systèmes de sollicitation agissant sur le soutènement pendant les phases de construction doivent être pris en considération pour le dimensionnement.

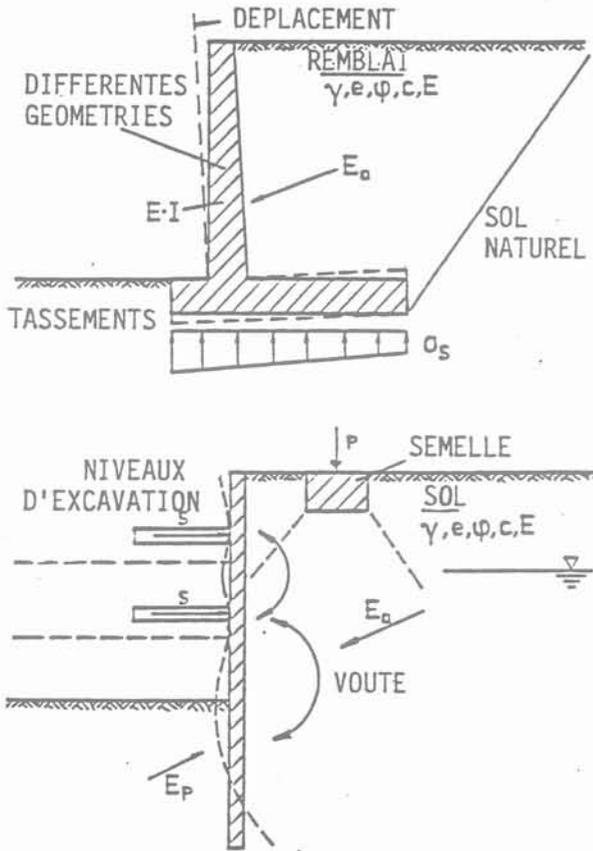


Fig. 2. — Ouvrages de soutènement.
Fig. 2. — Retaining structures.

Bien que des méthodes analytiques fondées sur les théories de pressions limites soient disponibles, nombre de questions sont encore non résolues. En particulier, les variations dans la distribution de la pression des terres et les effets de voûte, provoqués par différentes rigidités et conditions d'appui sont des facteurs relativement méconnus. Des problèmes peuvent survenir quand les conditions de déformation plane ne sont pas satisfaites, parce que les conditions aux limites requièrent une analyse tridimensionnelle pour le dimensionnement du mur.

3.2. Apports de la modélisation en centrifugeuse

Dans la dernière décennie, la modélisation en centrifugeuse a porté principalement sur des études en déformation plane. LYNDON et PEASEON (1984) ont étudié le comportement d'un mur rigide et le développement des pressions des terres dues à une excavation par phases devant le mur jusqu'à la rupture. Les résultats sur les distributions de pression se comparaient bien avec les théories admises. BOLTON et MAK (1984) étudièrent le problème d'une semelle filante superficielle posée sur un massif de sable contenu par un mur de soutènement en forme de L. Ces deux recherches mentionnées ici servaient d'études paramétriques sur des structures idéalisées.

Un modèle tridimensionnel d'un ouvrage prototype constitué par une paroi non renforcée, conçue comme une coque mince pour soutenir une excavation circulaire fut étudié par RIGDEN et ROWE (1975). Les panneaux étaient préparés en microbéton. Les expériences ont porté sur différents chargements et différentes conditions de sol.

Les communications à Centrifugeuse 88 couvrent des études paramétriques sur des configurations idéalisées pour observer les mouvements du sol et du mur, les distributions des pressions des terres et les mécanismes de rupture, ainsi qu'un cas concret pour analyser la ruine d'un mur de quai. BOLTON et al. (1988) ont rendu compte d'un ensemble important d'essais en centrifugeuse pour étudier le comportement d'un écran dans une argile surconsolidée. L'excavation en pied de mur était simulée par la vidange d'une enveloppe de caoutchouc contenant une solution de chlorure de zinc destinée à maintenir l'équilibre des contraintes pendant la phase d'accélération du modèle jusqu'au niveau de g requis. Les études faites par SCHERBINA (1988) ont porté sur un mur rigide tournant autour d'une articulation à sa base. Le mur était instrumenté à l'aide de cellules de pression à différents niveaux. Les distributions de pression des terres associées à un mouvement cyclique du mur autour d'un angle initial sont présentées, ainsi que celles correspondant à des déplacements unidirectionnels du mur. ZHU et YI (1988) ont montré l'emploi d'un modèle réduit centrifugé pour faire l'analyse a posteriori de la rupture d'un mur de quai intervenue lors d'opérations de dragage. Des campagnes de reconnaissance détaillées effectuées après l'accident ont indiqué que la résistance au cisaillement retenue pour le dimensionnement était supérieure à la résistance mobilisable effectivement dans le sol sous la fondation du quai. Les modèles centrifugés ont confirmé le mode de rupture de l'ouvrage prototype. Des analyses de stabilité complémentaires ont montré que le facteur de sécurité était inférieur à la valeur critique.

Les exemples cités montrent que la modélisation en centrifugeuse de problèmes de murs de soutènement peut apporter en pratique des résultats appréciables pour la conception, et cela particulièrement pour des sols cohérents.

3.3. Développements futurs

Il semble important de souligner pour les recherches futures que la modélisation en centrifugeuse de problèmes de soutènements devrait porter sur des structures plus complexes. Les situations standard sont traitées en principe de manière efficace par des critères de dimensionnement simples. Les connaissances font par contre toujours défaut sur les questions suivantes :

- les variations des distributions de contrainte dans les écrans souples supportés à différents niveaux, par exemple par des ancrages. Les effets de voûte devraient être étudiés;
- l'influence des différentes phases d'excavation sur la distribution des contraintes dans de tels systèmes;
- le comportement de l'ouvrage pendant le remblaiement et le compactage;

- l'influence de conditions de sols difficiles, en particulier avec des zones de sol mou sous les fondations de murs de soutènement;
- le comportement de différents types de murs cellulaires;
- des problèmes tridimensionnels comme aux angles des murs.

4. SUPERSTRUCTURES

4.1. Les problèmes pratiques

Les problèmes principaux pour le comportement des superstructures sont: le tassement d'ensemble, les tassements différentiels, la distribution des contraintes dans la fondation et les effets des tassements différentiels sur la distribution des contraintes dans la superstructure. Une situation typique est celle présentée sur la figure 3, une couche d'argile non uniforme sous la charge de la construction et provoque des tassements différentiels.

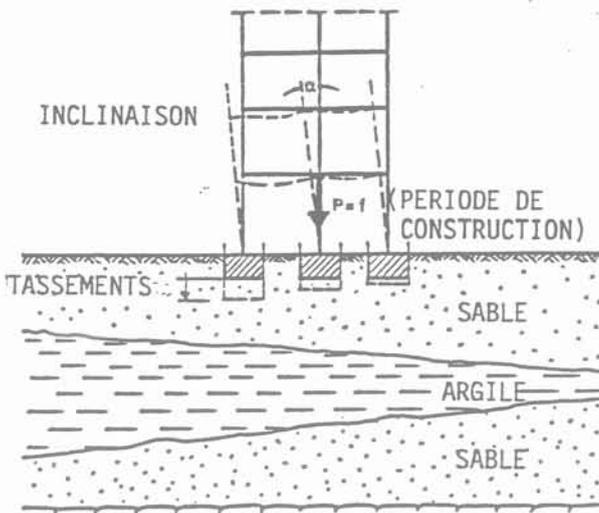


Fig. 3. — Tassements différentiels d'une superstructure.
 Fig. 3. — Differential settlements of a superstructure.

4.2. Apports de la modélisation en centrifugeuse

Peu d'études sur ce sujet ont été publiées à ce jour, si l'on fait exception des études de capacité portante avec semelles rigides. Quelques informations sont fournies par ROWE (1981) concernant les plates-formes pétrolières offshore. Des résultats d'essais ont été donnés décrivant le comportement d'une grande fondation reposant sur une couche d'argile uniforme et soumise à un chargement horizontal cyclique. Des résultats d'essais sur un problème similaire ont été publiés par PREVOST et al. (1981). Des fondations de plates-formes offshore gravitaires établies sur un limon sableux et argileux ont été soumises à des chargements cycliques axiaux, inclinés centrés et excen-

trés, et les tassements ont été évalués en fonction du temps. Le comportement d'un réservoir de stockage de pétrole, fondé sur de l'argile molle a été présenté par KIM et al. (1983). Des profils de tassement sous le réservoir ont été donnés en fonction du temps.

XIE (1988) a décrit l'emploi d'essais en centrifugeuse pour déterminer les contraintes dans la structure d'une centrale électrique construite sur une fondation non uniforme. Le sol sous l'ouvrage prototype était composé de couches de basalte d'épaisseur et de rigidité variables. Ces couches étaient représentées par de l'époxy et d'autres matériaux de substitution. Le bâtiment de la centrale était lui aussi réalisé en époxy. Le modèle entier était chauffé dans un conteneur et accéléré à 100 g. Après refroidissement, les contraintes prisonnières dans le modèle ont été estimées par les méthodes de photo-élasticité.

Des résultats intéressants ont été présentés par ABGHARI et al. (1988). Les auteurs ont décrit des modèles réduits en centrifugeuse conçus pour étudier l'instabilité par renversement de tours élancées, avec une référence particulière à la tour de Pise. Ils ont montré que les observations faites avec quelques essais en centrifugeuse n'auraient jamais pu être obtenues avec une autre méthode, ou seulement avec des essais sur site extrêmement onéreux.

Fondamentalement, il y a un large éventail de recherches possibles concernant les problèmes d'interaction entre sol et superstructures. Des difficultés de construction du modèle peuvent se faire jour quand il faut représenter précisément les superstructures et leurs fondations. De plus, la modélisation de la durée de la phase de construction peut être particulièrement importante quand la consolidation et la diffusion des pressions interstitielles affectent le comportement de l'ouvrage prototype.

4.3. Développements futurs

Des essais sur les superstructures devraient trouver plus de place dans la modélisation en centrifugeuse et pourraient être reliés aux problèmes suivants:

- tassement d'ensemble et différentiels des superstructures provoqués par un sol non homogène, comportant essentiellement des sols cohérents;
- interaction entre fondations de tailles différentes et à différents niveaux de chargement;
- examen de la phase de construction, en relation avec les problèmes de consolidation et de stabilité;
- influence de nouvelles constructions à proximité de bâtiments existants.

5. CONCLUSIONS

Dans de nombreux cas, il est important pour le projeteur de décrire précisément l'interaction entre le sol qui est chargé par la structure, et la structure, qui est influencée par la réaction du sol. Dans la première approche, des méthodes analytiques ou numériques

sont employées. Mais les résultats des calculs doivent être interprétés eu égard aux propriétés des matériaux et conditions géométriques particulières du site. Dans ces situations, l'avantage de la modélisation en centrifugeuse vient de la possibilité d'étudier le système sol-structure dans son entier et dès lors d'étudier directement le problème d'interaction.

Lors du congrès Centrifugeuse 88, 7 communications se rattachaient au thème interaction sol-structure.

Plusieurs communications ont donné des exemples probants d'emploi avec succès de modèles centrifugés. Il conviendrait de chercher à développer les techniques de construction et d'intervention sur les modèles, par exemple, pour simuler en rotation les procédures d'excavation et d'insertion. D'autres développements devraient porter vers la représentation de différentes conditions de sol incluant des hétérogénéités.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie le Dr. ULRICH GÜTTLER pour l'aide qu'il a apportée dans la préparation de ce rapport.

BIBLIOGRAPHIE

- ABGHARI A., CHENEY J.A., KUTTER B.L. (1988), *Leaning instability of tall structures*. Centrifuge'88, pp. 435-442.
- BOLTON M.D., MAK K.W. (1984), *The application of centrifuge models in the study of an interaction problem*. Proceedings of a Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Manchester.
- BOLTON M.D., POWRIE W., STEWART D.I. (1988), *The design of deep in situ walls*. Centrifuge'88, pp. 405-414.
- BURRIDGE P.B. (1984), *Behaviour of a tunnel during a rapid earthquake faulting episode*. Proceedings of the Symposium on Recent Advantge in Geotechnical Centrifuge Modelling, University of California, Davis.
- GRAIG W.H., MOKRANI A. (1988), *The effect of static line and rolling axle loads on flexible culverts buried in granular soil*. Centrifuge'88, pp. 385-394.
- JAMES R.G., LARSSON H. (1975), *Centrifugal model tests of buried rigid pipes*. Research Report, University of Cambridge, Department of Engineering, Cambridge.
- JESSBERGER H.L., GÜTTLER U., STOFFERS U. (1987), *Centrifuge model investigations on the interaction of shallow tunnels and surrounding soil*. International Conference on Soil Structure Interactions, Paris.
- KIM Y.S., SHEN C.K., BANG S. (1983), *Oil storage tank foundation on soft clay*. VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki.
- KUSAKABE O (1984), *Centrifuge model tests on the influence of an axisymmetric excavation on buried pipes*. Proceedings of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, Tokyo.
- LYNDON W., PEARSON R.A. (1984), *Pressure distribution on a rigid retaining wall in cohesionless material*. Proceedings of a Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Manchester.
- MAIR R.J., PHILLIPS R., SCHOFIELDS A.N., TAYLOR R.N. (1984), *Application of centrifuge modelling to the design of tunnels and excavations in soft clay*. Proceedings of a Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Manchester.
- POTTS D.N. (1976), *Behaviour of lined and unlined tunnels in sand*. Doctoral Dissertation, University of Cambridge, Department of Engineering, Cambridge.
- PREVOST J.H., CUNY B., SCOTT R.F. (1981), *Offshore gravity structures: Centrifugal Modeling*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, n° GT2.
- RIGDEN W.J., ROWE P.W. (1975), *Model performance of an unreinforced diaphragm wall*. Diaphragm walls and anchorages, Institution of Civil Engineers, London.
- ROWE P.W. (1981), *Use of large centrifugal models for offshore and nearshore works*. Symposium on Geotechnical Aspects of Coastal and Offshore Structures, Bangkok.
- SCHERBINA V.I. (1988), *Earth pressure studies on retaining walls by centrifugal modelling*. Centrifuge'88, p. 421-426.
- TOHDA J., MIKASA M., HACHIYA M. (1988), *Pressure acting on underground rigid pipes — centrifuge model tests and FEM analysis —*. Centrifuge'88, pp. 395-402.
- TROTT J.J., TAYLOR R.N., SIMONS I.F. (1984), *Test to validate centrifuge modelling of flexible pipes*. Proceedings of a Symposium on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, Manchester.
- VALSANGKAR A.J., BRITTO A.N. (1977), *The validity of ring compression theory in the design of flexible buried pipes*. Research Report, University of Cambridge, Department of Engineering, Cambridge.
- XIE G. (1988), *Centrifuge modelling on experimental stress analysis for the structures built on non-uniform foundation*. Centrifuge'88, pp. 429-434.
- ZHU W., YI J. (1988), *Application of centrifuge modelling to study a failed quay wall*. Centrifuge'88, pp. 415-420.

le glissement du Friolin, en Savoie : un mouvement majeur révélé par les photographies

the Friolin rockslide in Savoy :
major movement revealed by photos

Bernard GOGUEL*

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 55-64 (juillet 1989)

Résumé

La dissolution progressive d'un soubassement de gypse désorganise la montagne du Friolin, surveillée depuis les années soixante. D'abondantes chutes de blocs s'y produisirent de 1982 à 1984, sur une surface de 20 hectares.

L'étude comparative des photographies prises au fil des années montre que le versant rocheux accidenté est descendu en bloc de plus de 50 m, dans ce qui apparaît comme un glissement rotationnel d'environ 10 millions de m³.

Ce mouvement d'ampleur exceptionnelle s'est produit en quelques années, et nul ne sait s'il est véritablement arrêté. La photogrammétrie pourrait en préciser la cinématique, pour éclairer l'estimation des risques associés et guider l'organisation de la surveillance.

Abstract

Progressive dissolution of underlying gypsum is disturbing Mount Friolin on which an eye has been kept since the 1960 s. From 1982 to 1984 there were a large number of rock falls over an area of 20 hectares.

Comparison of photos taken from known points on the ground year after year shows that the slope in question has dropped coherently more than 50 m in a circular slide of about 10 million cubic metres.

This movement of exceptional magnitude has occurred over a period of several years and nobody knows if it has stopped completely. Photogrammetry could give details on the kinematics of the slide so as to better assess the risks involved and orient monitoring.

* COYNE et BELLIER, 5, rue d'Héliopolis, 75017 Paris.

1. CONTEXTE GÉNÉRAL

La pointe de Friolin, à l'extrémité nord-ouest du massif de Bellecôte, domine de 1 200 m la vallée de Peisey-Nancroix (Savoie). Elle recèle une menace, signalée de longue date par Jean GOGUEL, d'éboulement majeur susceptible de venir couper la route d'accès à Rosuel (porte du Parc National de la Vanoise) entre le Palais de la Mine et les Lanches.

Voir carte IGN 1/25 000^e Moutiers (3533) Est, ou assemblage touristique 235 Massif de la Vanoise-Tarentaise, et profil (fig. 1).

C'est un ensemble de roches rudes (« gneiss » du socle métamorphique carbonifère de la Vanoise), culminant sous la forme d'un petit plateau vers la cote 2 700, dont le flanc Est constitue un escarpement de pente moyenne 45° sur 250 m de dénivellation et 600 m de longueur (sens N-S). Il repose sur une grande épaisseur, de l'ordre de 500 m, de terrains solubles et peu résistants : gypse et carneules. Le niveau du contact gneiss/gypse n'est pas exactement connu.

La solubilité du gypse est une cause d'instabilité pour les masses rocheuses susjacentes, surtout après qu'une première fissuration a rendu le gneiss perméable. La morphologie de la montagne témoigne de tassements et d'adaptations de la masse rocheuse : deux failles d'âge quaternaire (J. GOGUEL, 1969) coupent le versant Sud, en y relevant le bas d'une pente absolument régulière déterminée par un manteau d'éboulis ; de grands décrochements marquent le plateau sommital, formant des escarpements concentriques avec des basculements en échelon emboîtés (fig. 2).

Tout cela est saisissant sur photos aériennes. Au sol, le plateau apparaît intensément crevassé et fissuré sur plusieurs hectares, avec des indices de fraîcheur des

mouvements (déchirures de la terre végétale) qui avaient attiré l'attention au début des années soixante. Une dizaine de repères de fortune, simples marques de peinture appliquées en 1961, témoignèrent pendant quelques années d'ouvertures de l'ordre du centimètre par an (pour des crevasses larges de 0,5 à 1 m). Puis le mouvement parut se ralentir... et les marques s'effacèrent.

2. POSITION DU PROBLÈME

Le caractère progressif de la dissolution du gypse explique une évolution longue (à l'échelle humaine s'entend) : une tranche d'eau de 1 m, ordre de grandeur des précipitations annuelles qui s'infiltrent en totalité dans les crevasses béantes du plateau, peut dissoudre 1 mm de gypse.

On conçoit que l'évolution puisse se faire par à-coups, avec des réajustements successifs au fil de la progression des dissolutions et des dislocations induites. On ignore si il y a encore quelques années la forme que prendrait cette évolution : série de petites adaptations locales, grands tassements verticaux comme ceux ayant induit les failles du versant Sud, basculement et effondrement du haut de la falaise, ou glissement plus ou moins généralisé du versant susceptible de se transformer en éboulement après dislocation de la masse rocheuse ?

Si une masse rocheuse déstabilisée devait s'ébouler un jour, il est possible dans un premier temps — ou pour une première fraction, de quelques millions de m³ — qu'elle s'arrête au bourrelet de terrain (ancienne moraine) qui domine les chalets d'alpage situés à la cote 1992. Mais si toute la masse fissurée partait à la fois, elle pourrait dépasser cette zone de recueil du Grand Plan.

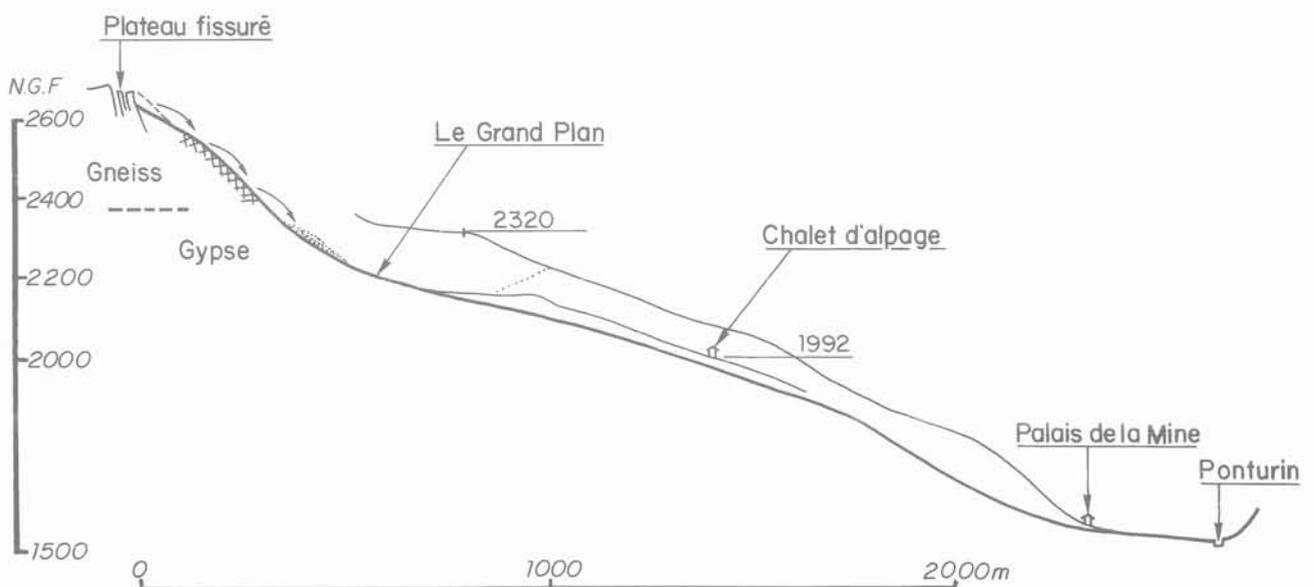


Fig. 1. — Friolin, profil général orienté vers le Nord-Est.

Fig. 1. — General NE-SW profile.

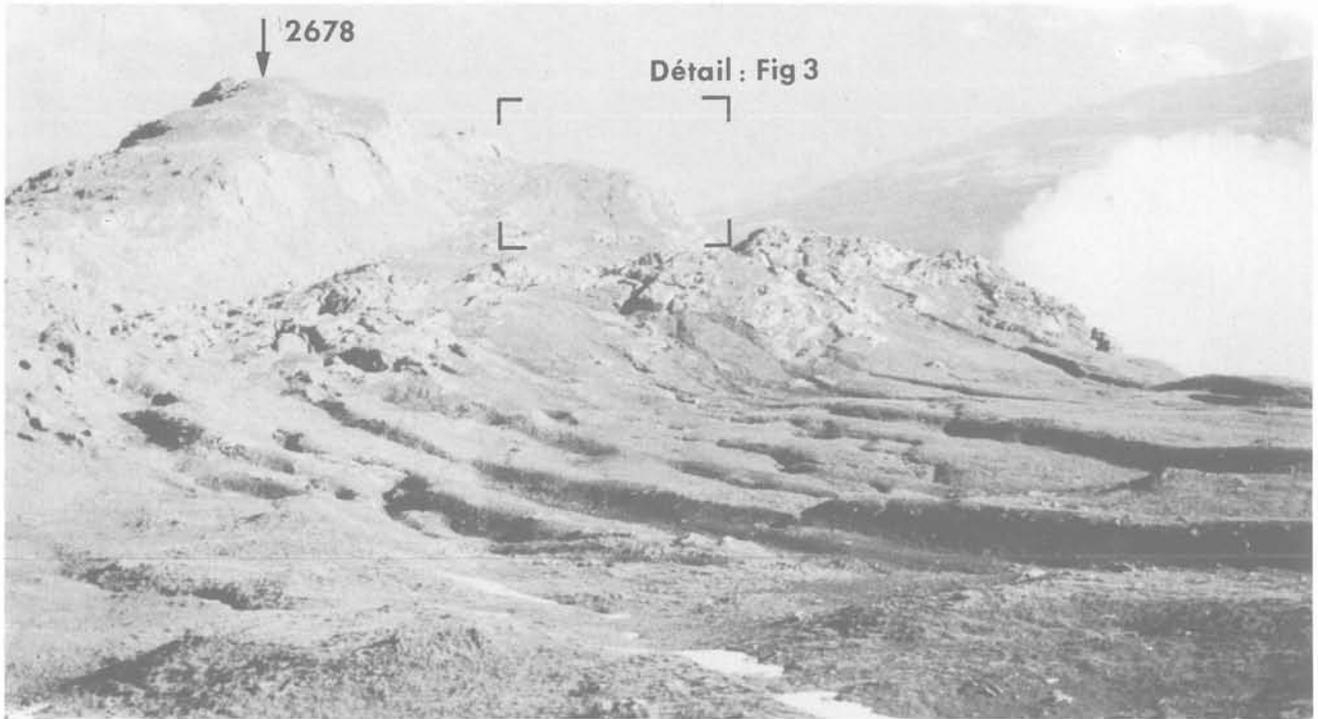


Fig. 2. — Plateau sommital fissuré (vu du sommet sud, 2 739 m, vers le nord ; cliché 1964).
 Fig. 2. — Crazed summit plateau (seen from south top, 2 739 m, looking north ; 1964 photo).



a) en 1971
 a) in 1971



b) en 1987
 b) in 1987

Fig. 3. — Détail Nord-Est du plateau sommital
 Fig. 3. — Detail of N.E. corner of summit plateau

L'observation montre en effet que les très grands éboulements coulent littéralement sur les pentes, selon une dynamique qui n'a plus aucune similitude avec celle des chutes de blocs isolés ou des écroulements de petites falaises. Dans cette hypothèse extrême, le fond de la vallée de Peisey serait atteint dans une zone vitale pour son activité touristique estivale.

Les zones exposées aux différents degrés de risque ont été indiquées dans un document qui préfigurait les cartes ZERMOS (J. GOGUEL et M. HUMBERT, 1972). L'approche du danger se signifierait sans doute par de nombreuses chutes de blocs isolés sur le versant du Friolin dominant l'alpage.

3. LA CRISE DE 1982

Au printemps et durant tout l'été 1982, le Friolin connut une « crise » marquée par d'abondantes chutes de blocs dans son versant Est. Ce fut une dégringolade quasi permanente sur un front large de plus de 600 m, qui vint consteller les pentes supérieures de l'alpage de grosses pierres nouvelles. Quelques blocs de plusieurs m³ dépassèrent même le sentier du Lac de l'Étroit, 500 m sous le sommet.

L'attention fut nettement attirée, et l'affaire observée par les quelques bergers qui en avaient une vue directe (soit de l'alpage situé juste en dessous, soit de la montagne d'en face) ou par les chasseurs de chamois de passage. Mais les montagnards sont habitués aux chutes de blocs et aux avalanches ; assez vite, le phénomène « était devenu normal, on n'y faisait même plus attention ». Et la montagne est si vaste alentour, qu'il faut s'intéresser de près au versant accidenté pour saisir ses véritables dimensions.

Fin juillet 1982, il tombait à peu près un bloc toutes les minutes. Cette année là, les bêtes ne furent pas montées au Grand Plan, zone de recueil des blocs qui allèrent le plus loin, avant le mois de septembre.

Les témoignages restent imprécis en ce qui concerne l'intensité et la durée du phénomène : l'affaire se passe en haute montagne, couverte de neige les deux-tiers de l'année, dans un endroit peu fréquenté ; et l'alpage (communal) changea plusieurs fois d'occupant au début des années 80. Quelques observations ponctuelles pourraient faire remonter les prémices de cette crise à l'été 1981, mais c'est apparemment à la fonte des neiges 1982 que les éboulements prirent un tour exceptionnel. L'activité du versant s'est poursuivie en 1983 et 1984, moins intense cependant. Il tombait encore quelques blocs de temps en temps en 1986 et 87, presque plus durant l'été 88.

L'aspect du versant Est du Friolin fut visiblement changé par cette crise. Toute la bordure du plateau sommital s'est effondrée, laissant apparaître un arrachement continu sur plus de 500 m de largeur (voir fig. 3a et b, ou 4a et b). De nombreux blocs ont dévalé les couloirs de l'escarpement rocheux, engraisant quelques anciens éboulis et, plus visiblement, en générant de nouveaux très étendus. Les gros blocs sont descendus assez bas dans les pentes d'herbe qui s'adoucisent vers 2 150 m d'altitude, 500 m sous le sommet, roulant et rebondissant puis terminant leurs courses par des glissades en labourant le manteau végétal. De grands arrachements se sont développés dans les pentes d'herbe raides sous l'escarpement, avec des signes de glissements locaux sur un ou deux hectares vers le milieu de la zone bombardée.

La Direction de la Sécurité Civile fut alertée et le géologue du BRGM appelé en renfort, spécialiste des chutes de blocs et risques d'éboulements, put compléter les visites au sol par une reconnaissance hélicoptérée début septembre.

Malgré tous les désordres qui l'entouraient, l'escarpement rocheux médian était pratiquement intact et conservait son apparence habituelle, faite d'une succession d'éperons et de couloirs plus ou moins herbus.

La complète intégrité et la conservation de la cohérence du versant sur près d'une quinzaine d'hectares (avec seulement quelques desquamations très locales) pouvait laisser croire à l'absence de déplacement d'ensemble, même s'il était patent que la roche « travaillait ». Les observateurs restaient dans le doute quant à la forme exacte du mouvement d'adaptation de la montagne, générateur des chutes de blocs (J. GOGUEL et A. PACHOUD, 1982).

Par la suite les chutes de blocs s'espacèrent et, même si elles ne cessèrent pas d'un coup, on considéra que la crise était passée. Elle s'était traduite par plusieurs accumulations nouvelles de blocs sous la falaise, totalisant de l'ordre de 200 000 m³ pour fixer les idées. A raison de 1 à 10 m³ par bloc tombé, cela en représente un bon nombre.

4. L'APPORT DES PHOTOGRAPHIES

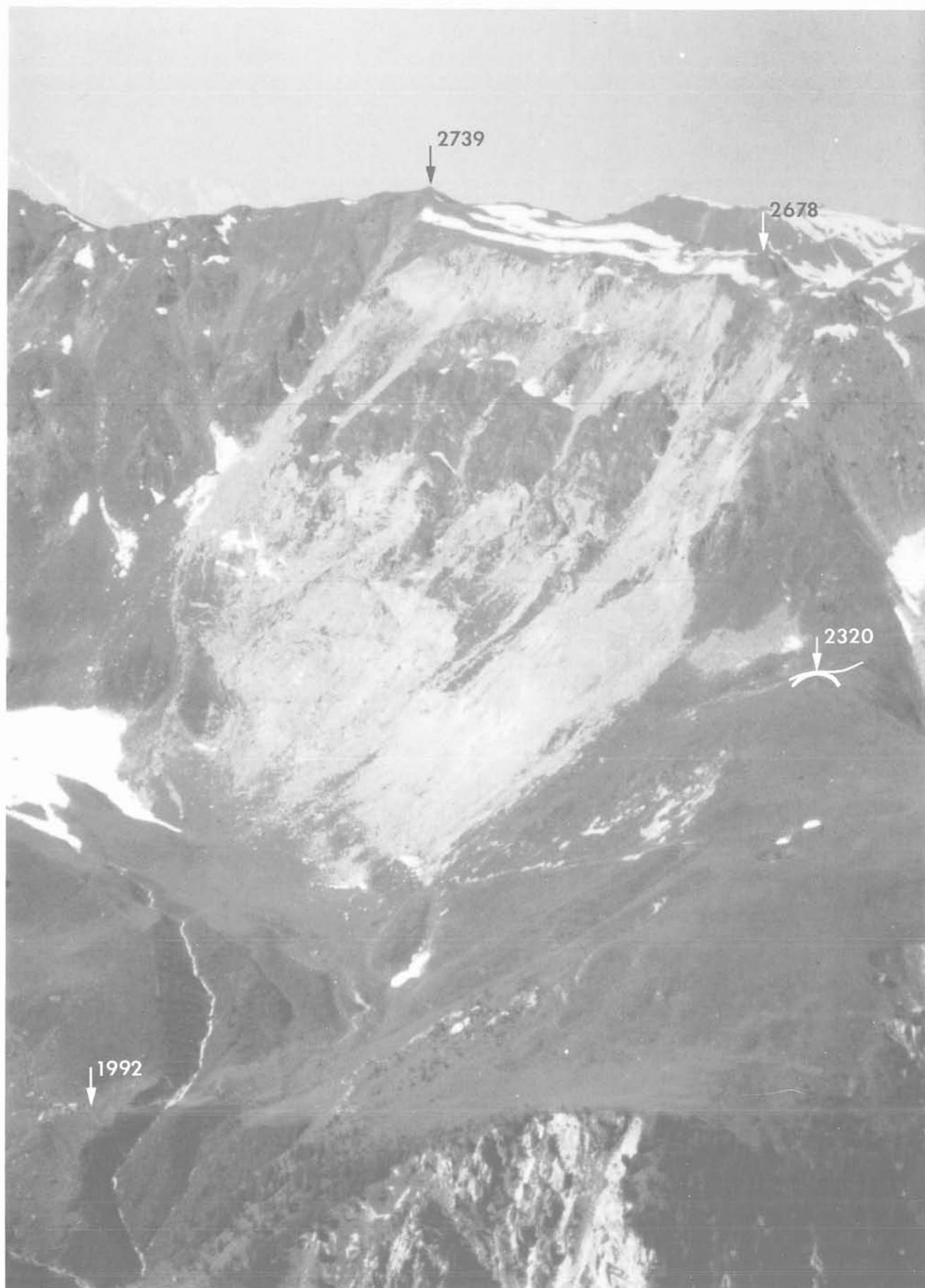
4.1. Constat principal

Une vue d'ensemble du versant Est du Friolin avant la crise, prise en 1976 du sommet de l'Aiguille Grive (altitude 2 732 m, à 5,2 km de distance), nous a été laissée par Jean GOGUEL. La figure 4a reproduit un petit extrait de la diapo correspondante, dont il ne disposait pas durant l'été 1982. La photo reproduite ici en pleine page (fig. 4b) fut prise par lui du même



Fig. 4. — Versant Est du Friolin vu d'un même point éloigné :
a) en 1976 b) en 1983 (ci-contre).

Fig. 4. — East face of Friolin, from the same point :
a) in 1976 b) in 1983 (opposite).



point en 1983 ; mais c'est d'un autre point plus aisément accessible (en haut du plateau du Rey, vers 2 300 m d'altitude et à 4,5 km de distance du Friolin) qu'il a institué à partir de juillet 1982 une surveillance photographique systématique du versant accidenté, avec des photos annuelles en couleur, tant d'ensemble que de détail, qui constituent un précieux témoignage de l'évolution du versant accidenté pendant et après la crise.

Des photos comparatives prises localement sur le plateau sommital du Friolin sont également disponibles, qui permettent d'apprécier exactement le recul sa de bordure Est effondrée (20 à 40 m selon les endroits, un peu moins aux extrémités : cf. fig. 3) et d'observer qu'à part cela les crevasses et fissures éloignées du bord ont gardé une apparence pratiquement inchangée à 25 ans d'intervalle.

On dispose des photos aériennes systématiques de l'IGN prises en 1948, 1956, 1967, 1970, 1972, 1980 (avant la crise), puis le 22 août 1982 (indisponibles à l'époque du diagnostic effectué sur le champ, et même insoupçonnées puisqu'en avance sur la périodicité normale de 5 ans : ces photos furent prises pour l'Inventaire Forestier National) et le 1^{er} septembre 1986. Elles offrent l'avantage de la vision stéréo, mais le point de vue est changeant d'une année à l'autre, ainsi que l'échelle et parfois même le sens de défilement (E-W, ou N-S).

Des heures ont été passées à examiner et comparer ces nombreuses photos, pour s'imprégner à la fois des structures d'ensemble et des moindres détails susceptibles de permettre des rattachements. La grande qualité de la carte IGN aide à situer les repères, et à trouver des échelles. Une bonne connaissance du terrain, approché à pied à plusieurs reprises et observé sous tous les angles et à toutes les distances possibles, aide à mémoriser ce gigantesque puzzle en s'affranchissant des variations d'éclairage.

Et soudain le déclic s'est fait, révélation formidable aisément vérifiée en remontant à l'Aiguille Grive (photo de contrôle 1988, peu différente de la photo 1983 reproduite ici en fig. 4b) et qui pourra paraître une évidence au lecteur prévenu : les escarpements rocheux du flanc Est du Friolin dans leur ensemble, sur toute leur hauteur de 250 m en dessous du plateau sommital, sont descendus en un seul bloc sur un front large de plus de 500 m, accusant une dénivellation parfaitement mesurable malgré la rusticité des moyens employés : environ 55 m au total. Les photos aériennes montrent que leur pied s'est déplacé dans le même temps d'à peu près autant vers l'Est. Le déplacement global du versant, dans le sens de la pente (45° en moyenne), avoisinerait donc 75 m.

4.2. Forme du mouvement

Force est d'admettre qu'il y a eu une rupture en grand du versant, s'apparentant à un glissement de type rotationnel, depuis le couloir Sud issu du point 2739 jusqu'à l'arête Nord-Est qui est scalpée localement par la déchirure. Les chutes de blocs de 1982 ont été par-

ticulièrement abondantes à ces deux bordures du glissement, où elles ont alimenté de nouveaux éboulis.

Certains arrachements préexistants observés dans les pentes d'herbe vers 2 300 m d'altitude pourraient correspondre à des effondrements de dissolution du gypse, susceptibles d'avoir déstabilisé le versant de roches dures qui les domine. Mais d'autres arrachements vers la même altitude, notamment à l'aplomb du grand couloir Nord-Est, témoignent du réajustement des terrains meubles ou friables au débouché inférieur de la surface de rupture, qui induit un gonflement appréciable.

Celle-ci est forcément passée assez profondément, puisque la falaise a joué d'un seul bloc. Peut-être y a-t-il eu déformation continue du plateau supérieur, mais il suffit de faire passer une surface de rupture hypothétique par l'effondrement du bord — où les « miroirs » sont particulièrement nets — pour arriver à une estimation du volume glissé de l'ordre de 10 millions de m³ (fig. 5).

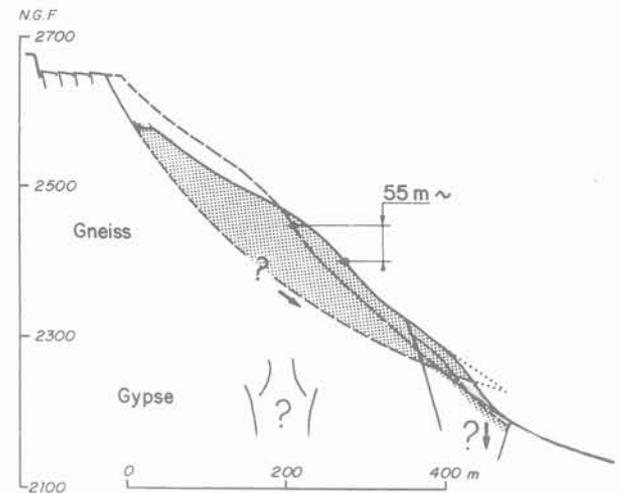


Fig. 5. — Coupe interprétative.
Fig. 5. — Interpretative cross-section.

Il faut tirer l'affaire au clair, pour essayer de savoir à quoi s'en tenir dans l'avenir. Les techniques photogrammétriques et d'aérotriangulation pourraient être mises en œuvre pour décrire précisément les mouvements ayant affecté le plateau sommital et le versant, en en fournissant une cinématique détaillée. L'ampleur des déplacements est telle, qu'il suffirait d'exploiter les clichés aériens disponibles réalisés en « chambres métriques » sans qu'il soit besoin d'envoyer aucune mission de géomètres au sol : les équipes de recherche et travaux spéciaux de l'IGN ont déjà traité avec succès des cas similaires, et annoncent une précision meilleure que le mètre.

4.3. Etude des photographies

Toutes les vues disponibles, tant de détails que d'ensemble sous différents angles (fig. 6, vue en montant à Bellecôte, par exemple), aident à appréhender l'état du Friolin. Mais les photos 24 × 36 répé-



Fig. 6. — Le glissement en vue plongeante du Sud-Est, en août 1987 (remarquer les failles quaternaires qui décrochent le versant sud, sur la gauche de la photo).

Fig. 6. — The slide seen from above, looking north-west, in August 1987 (note the Quaternary faults scarring the south slope, on the left of the photo).

tées depuis des points éloignés connus sur les montagnes d'en face, d'altitudes équivalentes, constituent aussi un moyen simple d'accéder à la composante verticale du déplacement d'ensemble.

Le report sur transparents des principaux traits du versant étudié et de son environnement fixe a d'abord permis, en usant de couleurs différentes et en recherchant les meilleures superpositions à partir de photos prises strictement des mêmes points :

- de s'affranchir des différences d'éclairage et d'enneigement ;
- de constater combien l'escarpement rocheux de la face Est du Friolin a conservé toute sa cohérence depuis 1976, en dépit d'écaillages superficiels ;
- d'apprécier l'ampleur du mouvement d'une prise de vue à l'autre (avec une échelle d'altitudes aisée à établir d'après la carte) ;
- de subodorer un possible écrasement du pied sud (où s'accumulent les pressions d'arrêt et se développent les desquamations les plus notables), à la limite de la précision pratique de détection du procédé.

Plus directement ensuite, le simple tirage des diapos agrandies sur négatifs transparents et leurs superpositions deux à deux ont permis un contrôle incontestable et une mesure immédiate des décalages verticaux, en même temps qu'une évaluation de la précision autorisée.

Le versant accidenté est vu de loin, d'une altitude voisine, sous un angle faible (à peine 5° verticalement), encadré de quelques points cotés bien repérables. Pour déterminer la composante verticale du déplacement, une simple règle de trois suffirait si il n'y avait quelques distorsions.

La première distorsion tient à l'appareil, qui ne donne pas autant de millimètres par unité d'angle au centre et sur les bords de l'image. On s'en affranchit au mieux en cadrant strictement à l'identique (et pour cela, il faut partir en montagne avec les photos précédentes dans son sac !).

La seconde distorsion tient aux positions relatives des points examinés et du point de prise de vue, qui n'est pas à l'infini. Pour notre versant vu à 4,5 ou 5,2 km (depuis, respectivement, une altitude voisine de celle de sa base ou de son sommet), on s'est limité à déterminer la correction pour le détail le plus remarquable de la falaise, à partir duquel se retrouvent toujours les superpositions de l'ensemble. Soit un facteur de 1,15 ou 0,93 selon le point de vue.

4.4. Alignements de surveillance

Le versant accidenté est absolument impraticable. Mais on peut s'en approcher latéralement, et voir en enfilade les principaux éperons de la falaise surveillée.

Un repère a ainsi été posé en 1982, au pied de l'arête Nord-Est du Friolin, d'où l'on voit cinq plans successifs dont le plus éloigné (à 800 m environ) se détache sur les pentes stables situées au-delà du couloir Sud.

Là comme ailleurs, les contraintes d'éclairage sont sévères pour disposer de photos exploitables. Et il faut bien ajuster les cadrages et les focales utilisées. Il est paradoxal que ces photos de surveillance, qui auraient dû être les premières à détecter l'ampleur du mouvement, aient été abandonnées après quelques années sans que la cible de visée à placer sur le fond y ait jamais été montée.

Leur exploitation est en fait assez délicate : il faut distinguer et clarifier les plans successifs, en tracer les formes caractéristiques sur transparents, et travailler par superpositions. Alors seulement, on voit s'esquisser le film colossal de l'écoulement du versant vu transversalement depuis sa rive gauche. La réalité des déplacements étant ainsi formellement confirmée, seule l'évaluation de leur ordre de grandeur est accessible à ce procédé : dès lors que les visées sont inclinées et en biais, le dépouillement quantitatif des photos devient vite inextricable. Mais un avantage particulier de ces photographies est leur grande finesse d'évaluation : le décalage observé entre 1982 et 1983 s'est trouvé accru d'un tiers entre 83 et 84, et d'autant entre 84 et 88.

4.5. Chronologie

Elle se résume par la figure n° 7, exprimant le décalage altimétrique global du versant par rapport à l'état de référence 1976 (encore inchangé en 1980 d'après les photos aériennes, et sachant que les chutes de blocs témoignant du mouvement n'ont pas véritablement démarré avant l'automne 1981, sinon même plus probablement la fonte des neiges du printemps 1982). Le décalage atteignait environ 30 m à la fin juillet 1982, 3 m de plus un mois plus tard, 45 m en 1983 ; il s'est accru ensuite de 5 m en 1984, et 5 m supplémentaires entre 1984 et 1988 (n'ayant semblé-t-il pas évolué sensiblement en 1985 et 86, mais les photos de ces années là ont des éclairages peu favorables).

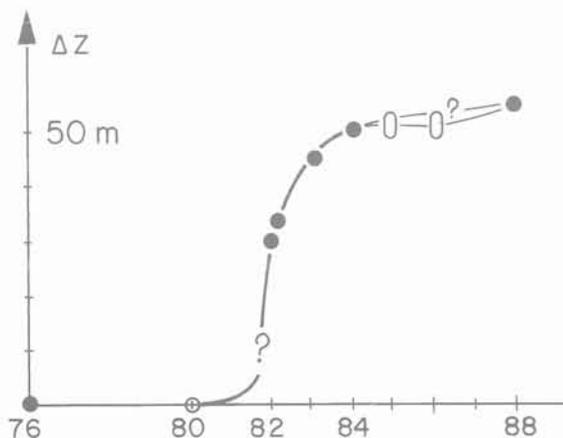


Fig. 7. — Dénivellation globale constatée.
Fig. 7. — Observed change in level.

Au total, les 55 m entre 1976 et 1988 sont incontestables, comme les 20 m entre juillet 82 et la situation de 1984-85-86.

4.6. Evolution du pied

Le pied du versant accidenté comporte de grands arrachements, qui s'effritent et reculent par petits glissements successifs tout en étant battus par les chutes de pierres issues de la paroi rocheuse. Une partie d'entre eux sont probablement attribuables à des effondrements de dissolution du gypse, qui se seraient étendus dans les années précédant la crise de 82.

Seules les photos d'ensemble permettent d'apprécier l'évolution de ce genre de choses. Là aussi, il est important de les prendre toujours des mêmes points et en cadrant sur l'environnement fixe.

Au fil des années, ces photos montrent aussi la progression du bourrelet comprimé qui raidit et disloque la prairie vers le Sud, là où le glissement a dû trouver une certaine butée de pied du fait que les pentes supérieures du Grand Plan en dessous tournent vers l'Est. Cette zone critique est à surveiller tout particulièrement.

5. INDICATIONS COMPLÉMENTAIRES

5.1. Structure du versant

L'escarpement rocheux du versant Est du Friolin était constitué d'une succession d'éperons et de couloirs plus ou moins individualisés, entre les altitudes 2 400 et 2 650 m environ. Sa pente moyenne avoisinait 45° sur ces 250 m de hauteur, dont les 100 m inférieurs constituant une falaise plus raide (60 à 70°) conférant au versant un aspect légèrement bombé. Cet ensemble se retrouve aujourd'hui situé entre les altitudes 2 350 et 2 600, globalement inchangé même si peut-être légèrement déformé et/ou basculé.

La roche, dure, présente une structure subhorizontale à léger pendage Ouest c'est-à-dire rentrant dans le versant. La stratification est à peine visible, mais ressort bien sur certaines vues et garde sa continuité sur toute la largeur de la falaise. Quelques failles rayent le versant, qui ne paraissent pas avoir joué récemment : on les voit dès les premières photos aériennes (1948), on peut les retrouver ensuite lorsque l'angle de la prise de vues et l'éclairage sont favorables.

De près, la falaise apparaît très lézardée ; on ne s'étonne pas qu'il s'en soit détaché plusieurs pans de rocher instable. Le rocher est extrêmement fissuré dans le ressaut inférieur, à une maille décimétrique à métrique.

Le plus spectaculaire reste la transformation des couloirs, goulottes d'évacuation de débris de granulométries très variées, où il reste des accumulations instables de matériaux descendus de fraîche date (surtout abondantes dans les deux couloirs encadrants). On ignore l'effet exact de la neige et du gel sur l'évolution de ces tas de pierrailles.

5.2. Autres versants

L'examen des autres versants de la même montagne, au Nord au-dessus du lac de l'Étroit ou à l'Ouest en vue du Dos Rond, suggère qu'elle a été le siège de combinaisons analogues d'effondrements et de glisse-

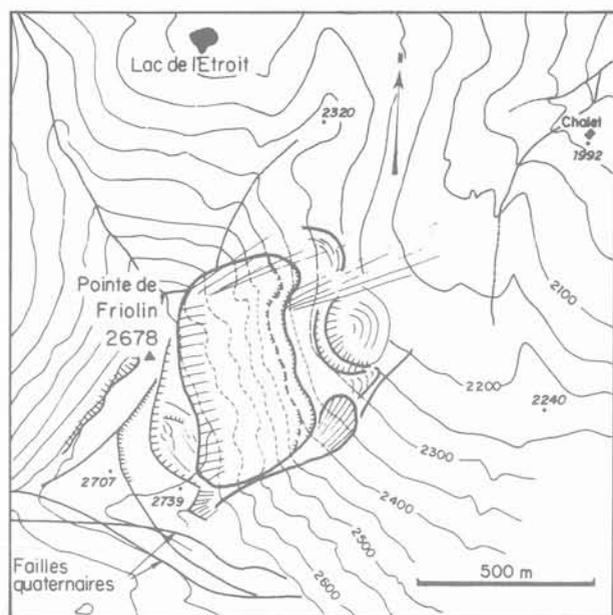


Fig. 8. — Plan d'ensemble.
Fig. 8. — General plan view.

ments de ses flancs dans des temps très reculés (les terrains déplacés sont, à l'Ouest, en partie recouverts de moraines et de petits glaciers rocheux). Ces mouvements du sol ne sont jamais allés très loin.

Tout se passe comme si le Friolin « implose » par crises successives depuis une époque très éloignée, du fait de la présence de gypse soluble en dessous de lui. Nul doute qu'il y aura d'autres manifestations de cette instabilité structurale. (Remarques de A. PACHOUD).

5.3. Hydrologie

A Peisey (alt. 1 300 m), où elles sont régulièrement mesurées depuis 30 ans, les précipitations totales tournent entre 700 et 1 200 mm par an, avec un maximum bien détaché de 1 331 mm en 1981.

On ne connaît pas directement leur nature (pluie ou neige), ni leurs variations avec l'altitude. La forte valeur de 1981 tient aux mois de septembre et octobre (338 mm contre 148 en moyenne pour ces deux mois là), et au mois de décembre (maximum trentenaire lui aussi, avec 272 mm contre 97 en moyenne).

L'enneigement en altitude est régulièrement mesuré par EDF, qui procède tous les dix jours à des sondages pour déterminer la valeur en eau de la couche de neige en un certain nombre de stations. En Haute Isère, vers 2 500 m d'altitude, les stocks accumulés durant les hivers 1980 et 1981 furent relativement exceptionnels : 1 125 et 905 mm d'eau respectivement, contre 640 mm d'eau en moyenne. La fonte (qui intervient entre avril-mai et juin-juillet) libéra ces années-là jusqu'à 500 mm d'eau par mois, ce qui est une valeur élevée mais pas exceptionnelle.

L'année 1982, qui se distinguait par son très fort enneigement en janvier, n'eut en fin d'accumulation qu'un stock très moyen (700 mm). Les années 83, 84 probablement, ainsi que 86 et 88 connurent à nouveau des enneigements importants en altitude en fin d'hiver.

On conçoit que, dans des conditions de forte perméabilité fissurale, seules des quantités d'eau très importantes puissent accroître sensiblement les gradients hydrauliques moteurs ; elles sont surtout disponibles à la fonte (J.P. FOLLACCI, 1987). Au Friolin, les eaux infiltrées participent aussi à la déstabilisation du versant par la dissolution des gypses sous-jacents. Le résultat de cette activité souterraine de longue haleine a pu profiter, pour s'exprimer, de l'abondance des apports d'eau de 1980 et 1981. Mais le glissement ne s'est pas manifesté de façon très significative en 1986 et 88.

6. CONCLUSION

De simples photos 24 × 36 prises avec un minimum de soin et depuis des points de vues bien repérés constituent un témoignage de premier ordre pour apprécier l'évolution d'un versant instable. Leur analyse requiert toutefois un travail approfondi.

Un glissement d'ampleur exceptionnelle s'est produit à partir de la fonte des neiges de 1982 au Friolin, dont le versant Est est descendu en quelques années de plus de 50 m sans se disloquer (les deux tiers du mouvement s'étant effectués semble-t-il en quelques mois). Cette montagne, qui culmine vers 2 700 m d'altitude, est affectée par des dissolutions du gypse sous-jacent. Elle était observée depuis plus de 20 ans lorsque le mouvement se manifesta par d'abondantes chutes de blocs.

Le volume déplacé avoisinerait 10 millions de m³. A-t-il trouvé une butée de pied suffisante, ou doit-on craindre une reprise du mouvement ? Quelle forme pourrait-elle prendre ? Il ne faudrait pas relâcher la vigilance, sous prétexte que le mouvement s'est nettement ralenti après quelques années. Il y a lieu de se demander comment le versant glissé tient encore, sachant que toute la surface rompue a perdu sa cohésion et se trouve certainement en état de frottement résiduel ; et de s'interroger sur les tolérances d'adaptation de la masse glissée, qui ne semble butée à son pied que d'un côté.

L'analyse photogrammétrique des prises de vues systématiques de l'IGN pourrait fournir une cinématique complète du mouvement entre 1970, 1980, 1982 et 1986. On espère ainsi éclairer l'appréciation du risque d'un éboulement majeur, avant de réfléchir aux dispositions de surveillance et d'auscultation les plus appropriées.

REMERCIEMENTS

Je dédie cette étude à la mémoire de mon père, décédé début 87, qui m'a initié là-haut à la Géologie de l'Ingénieur et à l'Auscultation.

Le Bureau COYNE et BELLIER a pris en charge la mise en forme et la diffusion de ce travail. Qu'il en

soit remercié, ainsi que la Division Technique Générale d'EDF pour ses précieux renseignements hydrologiques, et les bergers de Peisey pour leurs témoignages irremplaçables.

PHOTOGRAPHIES AÉRIENNES IGN CONSEILLÉES

1956	Bourg-St-Maurice - Moutiers/3532-3533 n° 160 et 161
1970	3533-3633/300 n° 255 et 257
1980	n° 81 et 82
1982	n° 1315 et 1316
1986	Moutiers - Tignes/300/3533-3633/ n° 144 et 146

BIBLIOGRAPHIE

ANTOINE P., CAMPOROTA P., GIRAUD A., ROCHET L. (1987), *La menace d'éroulement aux Ruines de Séchilienne (Isère)*. Bull. Liaison Labo P. et Ch. - 150/151 - j.a/s.o 1987, p. 55-64.

FOLLACCI J.P. (1987), *Les mouvements du versant de la Clapière à Saint-Etienne-de-Tinée (Alpes-Maritimes)*. Bull. Liaison Labo P. et Ch. - 150/151 - j.a/s.o 1987, p. 39-54.

GOGUEL J. (1969), *Des failles quaternaires à Peisey (Savoie)*. Bull. Soc. Géol. de France (7), XI, p. 35-39.

GOGUEL J. et HUMBERT M. (1972), *Carte des risques géologiques pour la commune de Peisey Nancroix*. Essai méthodologique BRGM.

GOGUEL J. et PACHOUD A. (1972), *Géologie et dynamique de l'éroulement du mont Granier dans le Massif de la Chartreuse en 1248*. Bull. BRGM, Section III, n° 1, 1972, p. 29-38.

GOGUEL J. (1980), *Géologie de l'environnement*, Masson, Paris, 190 p. (chapitre 3 - Glissements et éboulements, p.29-44).

GOGUEL J. (1980), *Les risques de grands éboulements*. La Recherche N° 111, mai 1980, p.620-628.

GOGUEL J. et PACHOUD A. (1982), *Examen géologique des chutes de blocs de la Pointe de Friolin*. Rapport BRGM pour la Direction Départementale de la Sécurité Civile.

GUILLOT F. (1987), *Géologie de l'antépermien de Vanoise Septentrionale*. Thèse présentée à l'UST de Lille Flandres Artois, soutenue le 24 mars 1987, pour obtenir le titre de Docteur de l'Université.

VOIGHT B. (Ed.) (1978-1979), *Rockslides and avalanches*, 1, Elsevier Sc. P. Cy, Amsterdam - Oxford - N.Y., 833 p.

INDICATIONS PRATIQUES

pour la visite du FRIOLIN :

- saisir une belle journée d'août ou septembre, et partir très tôt sous peine de trouver le versant Est dans l'ombre et les nuées déjà formées ;
- accès commodes au plateau sommital par le Sud-Ouest (en montant de La Plagne) ou le Sud-Est (en descendant de Bellecôte), ainsi que par l'arête Nord-Ouest (aisément accessible depuis le lac de l'Étroit, au-dessus de Peisey, et bien praticable) ;
- il est formellement déconseillé d'emprunter l'arête Nord-Est, localement très dangereuse (sinon même impraticable à la montée) ;
- de Peisey-Nancroix, par le chemin qui part du camping (1 200 m de dénivellation), et à condition d'avoir le pied sûr, on aura avantage à prendre du recul au dessus des Grandes Baraques pour voir le versant Est dans son ensemble depuis le point 2303 avant d'aborder la Montagne de Bellecôte ou le collet proche du sommet Sud du Friolin (2 739) par un couloir herbu raide un peu délicat.

détermination des propriétés élastiques à grande échelle d'un massif rocheux

determination of large scale elastic properties
of a rock mass

E. HETUIN, P. BEREST

Laboratoire de Mécanique des Solides*,
Laboratoire Commun Ecole Polytechnique,
Ecole des Mines, ENPC, URA 317 CNRS

P.A. BLUM

Institut de Physique du Globe
Université Pierre et Marie Curie**

Rev. Franç. Géotech. n° 48, pp. 65-71 (juillet 1989)

Résumé

En vue de déterminer le module élastique moyen de masses rocheuses à grande échelle, on a mesuré au moyen d'un inclinomètre à haute résolution, les inclinaisons de la surface du sol engendrées d'une part, par la décompression d'une cavité profonde, d'autre part, par l'application d'une force ponctuelle appliquée à quelques mètres de l'inclinomètre. Le premier essai donne des résultats qualitativement intéressants; le second paraît constituer le fondement d'une méthode efficace et commode de mesure en place du module élastique d'un sol.

Abstract

In order to evaluate the large scale elastic modulus of a rock mass, dips at ground level have been measured by means of a high resolution tiltmeter. The mechanical loading was, respectively, depressurization of a deep salt cavern and a vertical load applied at short distance from the tiltmeter. The first test gives satisfactory qualitative results; the second test provides an easy and efficient method for evaluation of the in situ elastic modulus of soils at ground level.

* Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.

** 4, place Jussieu, 75005 Paris.

NOTATIONS

E	Module de Young
F	Force ponctuelle
H	Profondeur du centre de la caverne
p	Variation de pression dans la caverne
r_0	Rayon de la caverne
r	Distance horizontale à l'inclinomètre
U_z	Déplacement vertical
x, y, z	Coordonnées cartésiennes
λ, μ	Coefficients élastiques de Lamé
ν	Coefficient de Poisson
π	Pi
ρ	Distance à l'inclinomètre

1. INTRODUCTION

Il est classique d'observer qu'un effet d'échelle affecte la plupart des grandeurs mesurables en géotechnique. Par exemple, la perméabilité d'une roche peut être mesurée sur éprouvettes, au laboratoire; ou bien dans des sondages in situ; parfois à l'échelle du massif lorsqu'un bilan des débits entrant et sortant est possible. Entre ces trois mesures, des écarts de plusieurs puissances de dix sont possibles (W.F. BRACE, 1980).

De même pour les grandeurs mécaniques, même les plus courantes (module d'élasticité), un écart important est fréquemment observé entre les résultats d'essais de laboratoire et ceux de mesures in situ intéressant un plus grand volume de roches (la convergence naturelle d'une galerie, par exemple). On peut penser qu'un facteur d'échelle plus important apparaîtrait pour des mesures concernant un très grand volume de roches (de l'ordre du kilomètre cube) mais il est exceptionnel qu'on puisse évaluer la réponse d'un massif entier; il faut pour cela que la sollicitation mécanique soit à l'échelle du massif. La mise en eau d'un barrage constitue un exemple d'une telle sollicitation (P. EGGER, L. MULLER, 1982).

On propose dans la présente note d'évaluer les propriétés mécaniques d'un massif à deux échelles: celle des terrains de surface (les premiers mètres), et celle de l'ensemble du massif (quelques centaines de mètres d'épaisseur), sous l'effet d'un chargement modéré, au moyen d'un appareil de mesure extrêmement sensible, l'inclinomètre de l'Institut de Physique du Globe de Paris (IPGP).

Les essais correspondants ont pu être conduits grâce à l'efficace collaboration du Gaz de France (Département des Réservoirs Souterrains et Exploitation d'Étrez).

2. APPAREILLAGE

L'inclinomètre est constitué d'un équipement mobile autour d'un axe (J.P. ASTE et al., 1986, P.A. BLUM, 1963, P.A. BLUM et al., 1971) et dont le centre de gravité est excentré par rapport à cet axe.

Si celui-ci est parfaitement vertical, l'équilibre est indifférent. Si l'axe présente une certaine inclinaison par rapport à la verticale, le centre de gravité de l'équipage mobile se placera dans le plan commun à l'axe de rotation et à la verticale. Un système optique permet de repérer la position de ce plan, et donc les variations de l'inclinaison.

La particularité de l'inclinomètre est d'être constitué d'un monobloc de silice, ce qui évite tout frottement solide et réduit très sensiblement les perturbations d'ordre thermique. Dans sa version géotechnique, la sensibilité de l'appareil est inférieure à 10^{-8} radian (soit une pente de 1 mm pour 100 km). Toutefois, cette sensibilité théorique doit être réévaluée dans le contexte concret de chaque essai particulier. Comme on le verra, la dérive naturelle du site où sont installés les appareils, l'activité microsismique ambiante, l'influence des variations diurnes de température, conduisent à choisir de détecter des phénomènes suffisamment brefs.

3. DISPOSITIF DE MESURE

L'objectif de l'essai étant à l'origine de mesurer les effets induits en surface par une variation de la pression dans une cavité, nous avons disposé l'instrumentation au point qui semblait optimal pour obtenir le meilleur signal (cf. fig. 1). Les calculs ont montré que pour une cavité de $230\,000\text{ m}^3$ située à 1 300 m de profondeur, ce point doit se trouver à environ 650 m de la tête de puits.

Nous avons donc installé 3 plots de mesure, chacun contenant une paire d'inclinomètres orientés, l'un dans la direction de la cavité, l'autre dans une direction perpendiculaire, ce pour des raisons qui apparaîtront plus loin. Étant donné l'extrême sensibilité des appareils aux variations thermiques, chaque plot était soigneu-

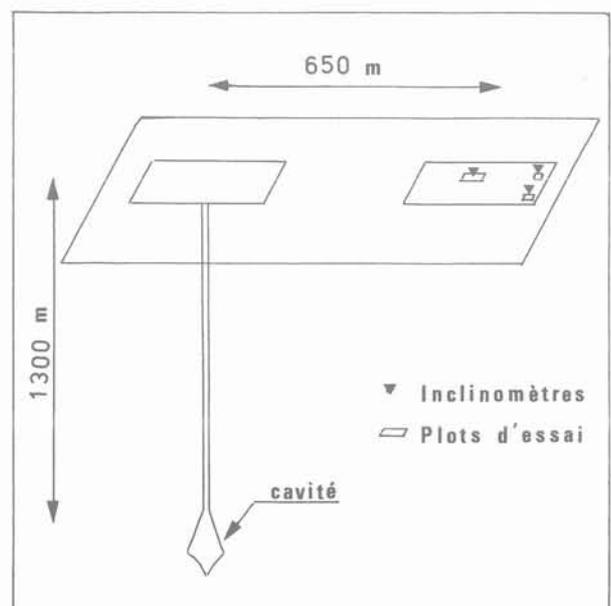


Fig. 1. — Dispositif de l'essai.
Fig. 1. — Schematic view of the test.

sement isolé et équipé d'une sonde de température afin de pouvoir ensuite séparer la dérive d'origine thermique du signal utile.

Les trois plots étaient de conception différente pour pouvoir examiner l'influence de la nature de la liaison entre le support de l'inclinomètre et le terrain. Notons d'abord que, au moins dans l'hypothèse élastique, et pour un système de coordonnées cylindriques d'axe vertical passant par le point d'application de la sollicitation, les directions verticale, radiale, et orthoradiale sont principales pour la déformation à la surface du sol, de sorte que ces directions y subissent une rotation d'ensemble sans distorsion. Tous les modèles de fixation de l'inclinomètre au terrain sont donc en principe équivalents.

Le plot n° 1 (cf. fig. 2) est constitué d'une excavation ($2 \times 2 \times 2 \text{ m}^3$) dont les parois verticales sont bétonnées. Au fond de cette excavation se trouve une petite dalle de béton ($0,6 \times 0,6 \times 0,3 \text{ m}^3$) solidaire d'un pieu métallique de 5 m de long foncé dans le sol. C'est sur cette dalle qu'est installée l'instrumentation, le pieu étant là pour assurer un bon couplage avec le terrain naturel. Pour des raisons de protection thermique, les parois de l'excavation sont revêtues de polystyrène (10 cm d'épaisseur), l'ensemble étant recouvert d'un capot lui aussi doublé d'isolant.

Le plot n° 2 est identique au précédent à ceci près qu'il ne s'y trouve pas de pieu.

Le plot n° 3 est constitué par une cave bétonnée de 4 m de fond sur environ $4 \times 2 \text{ m}^2$ de large, qui

abrite la tête d'un puits foré en 1985 et à partir duquel sera ultérieurement creusée une cavité de stockage. Au fond de cette cave se trouve un puisard où plonge une pompe flottante chargée d'évacuer l'eau en cas de pluies. Dans ce plot, les inclinomètres furent installés sur les parois verticales. De même que pour les dispositifs précédents, l'ensemble a été revêtu d'isolant.

Les signaux issus des appareils et des sondes de température étaient enregistrés simultanément de façon numérique et analogique pour nous permettre un suivi en temps réel de l'essai et un important traitement ultérieur de l'information (décorrélation du signal par la température, filtrage de l'activité microsismique).

4. DÉTERMINATION D'UN MODULE ÉLASTIQUE DE SURFACE

L'inclinomètre de l'IPGP possède une direction privilégiée de sensibilité; le signal obtenu sur l'appareil est donc la projection de l'inclinaison vraie sur cet axe. Aussi nous a-t-il paru nécessaire, préalablement à toute mesure, de déterminer aussi précisément que possible cette direction de sensibilité. Pour ce faire, nous avons placé successivement la même charge en plusieurs points autour du plot de mesure (cf. fig. 3) de façon à décrire un cercle. Les signaux issus des deux appareils situés dans ce plot ont été enregistrés (cf. fig. 4). Les inclinomètres sont grossièrement perpendiculaires et il apparaît clairement sur la figure, que le signal est maximal sur un appareil quand il est nul sur l'autre. Nous avons dès lors pu sélectionner une direction privilégiée qui a ensuite été l'axe suivant lequel nous avons effectué un profil pour estimer le module d'élasticité des terrains de surface.

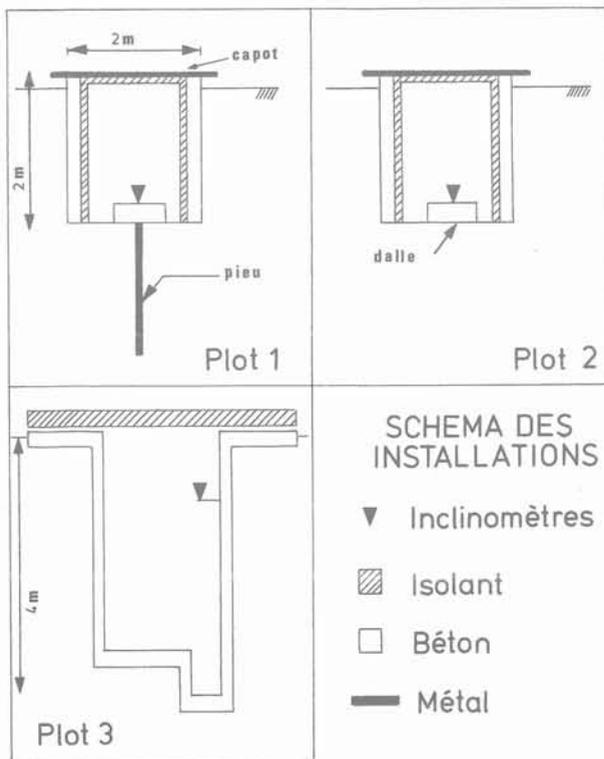


Fig. 2. — Coupe verticale des plots d'essai.
Fig. 2. — Vertical cross section of the tiltmeter emplacements.

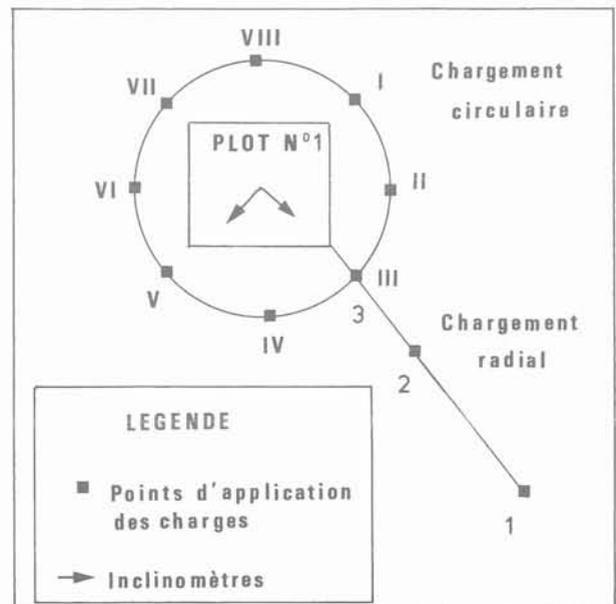


Fig. 3. — Chargements circulaire et radial.
Fig. 3. — Circumferential and radial loadings.

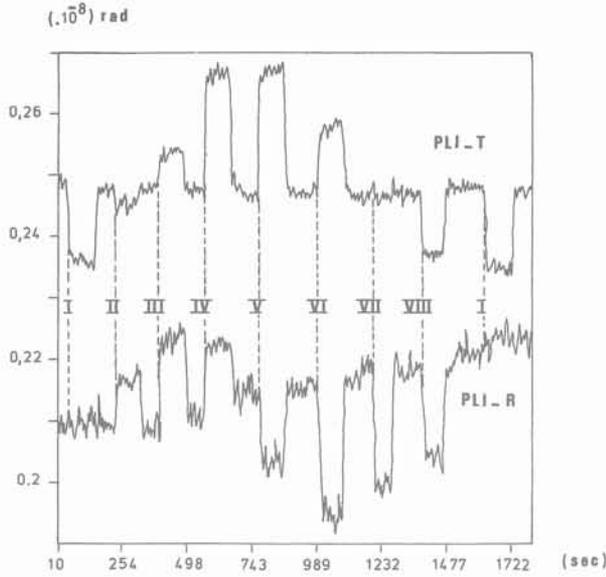


Fig. 4. — Inclinaisons observées lors du chargement circulaire.
Fig. 4. — Observed dips during the circumferential loading.

Une force verticale (poids d'une automobile) a alors été appliquée successivement à des distances différentes du plot de mesure; l'inclinaison était enregistrée de façon continue pour pouvoir observer la charge (points 1, 2 et 3 sur la figure 5) et la décharge (points A, B et C). On constate que, pour une distance donnée, l'amplitude des signaux induits par la charge et la décharge est identique, ce qui indique que le système a une réponse élastique.

Une fois connue l'inclinaison (fonction de la distance d'application de F), nous avons cherché à détermi-

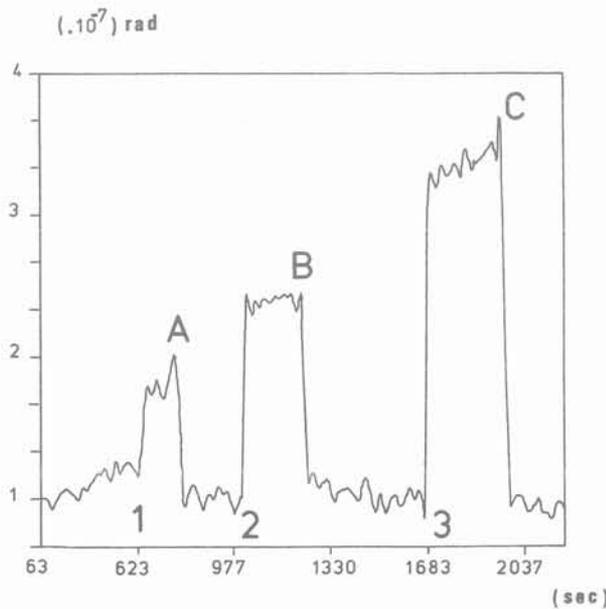


Fig. 5. — Inclinaisons observées lors du chargement radial (plot 1).
Fig. 5. — Observed dips during the radial loading (emplacement 1).

ner le module d'Young des terrains de surface. Pour cela, nous avons utilisé la solution classique de Bousinesq (J. MANDEL, 1966) qui donne l'effet d'une charge ponctuelle appliquée à la frontière d'un espace semi-infini élastique. Le système de coordonnées utilisé est décrit sur la figure 6.

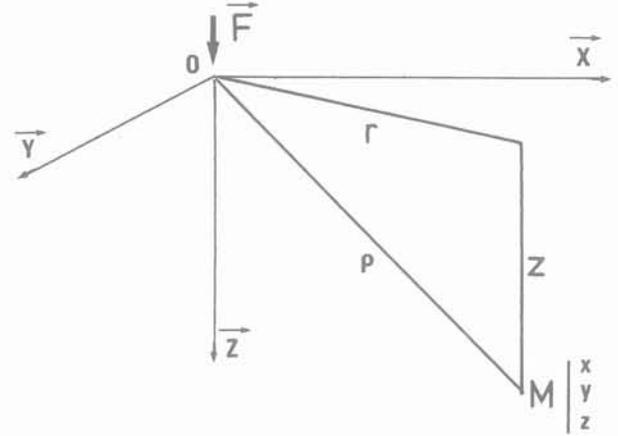


Fig. 6. — Système de coordonnées.
Fig. 6. — Spherical and cylindrical coordinates.

On a :

$$U_z = [F / (4\pi \mu \rho)] [(\lambda + 2\mu) / (\lambda + \mu) + z^2 / \rho^2]$$

$$\text{où } \rho = (r^2 + z^2)^{1/2}$$

D'où :

$$\frac{\partial U_z}{\partial r} = [-F r / (4\pi \mu \rho^3)] [(\lambda + 2\mu) / (\lambda + \mu) + 3 z^2 / \rho^2]$$

avec :

$$\lambda = E\nu / [(1 + \nu) (1 - 2\nu)]$$

et :

$$\mu = E / [2 (1 + \nu)],$$

il vient :

$$\frac{\partial U_z}{\partial r} = [- (1 + \nu) F r / (2\pi E \rho^3)] [2 (1 - \nu) + 3 z^2 / \rho^2]$$

Le poids de l'automobile est de $F = 7\,500\text{ N}$ et la profondeur de l'inclinomètre est environ $z = 2\text{ m}$. En l'absence de mesure précise, on a retenu $\nu = 0,3$.

Nous avons les données mesurées suivantes, qui sont déterminées avec une précision de $0,05 \cdot 10^{-7}$ radian :

$$\text{Pour } r = 10\text{ m, } \left| \frac{\partial U_z}{\partial r} \right| = 0,9 \cdot 10^{-7}\text{ rad}$$

$$r = 6,6\text{ m, } \left| \frac{\partial U_z}{\partial r} \right| = 2 \cdot 10^{-7}\text{ rad}$$

$$r = 4,6\text{ m, } \left| \frac{\partial U_z}{\partial r} \right| = 3,5 \cdot 10^{-7}\text{ rad}$$

On obtient donc :

- pour $r = 10$ m, $E = 250$ MPa
- $r = 6,6$ m, $E = 260$ MPa
- $r = 4,6$ m, $E = 300$ MPa

Il est satisfaisant que l'on obtienne, pour les trois mesures, un module relativement peu dispersé. On doit tenir compte des éléments suivants :

- la précision de $0,05 \cdot 10^{-7}$ radian sur les données mesurées induit une incertitude de quelques pourcent pour le module E ;
- la solution de Boussinesq constitue une approximation; d'une part la force « ponctuelle » est en fait transmise par les quatre roues du véhicule; d'autre part, la réponse du système cave-dalle de béton-pieu (s'il y a lieu) peut s'écarter de la réponse affectant théoriquement la direction verticale en un point du voisinage de la dalle;
- la distance exacte d'application de la force « ponctuelle » est nécessairement affectée d'une incertitude, et le coefficient de Poisson n'est qu'estimé;
- enfin, le module mesuré est une certaine moyenne des modules vrais du terrain, certainement inhomogène verticalement; cette moyenne n'est pas la même à toute distance de l'inclinomètre; l'influence des terrains les plus superficiels est plus grande à courte distance. Ainsi, sous la réserve d'une estimation plus précise de l'incertitude, il semble que le module croisse lorsqu'on se rapproche de l'inclinomètre. On peut penser qu'alors le remblai compacté de faible épaisseur, probablement plus raide que les terrains sous jacents argilo-sableux, a une influence plus importante dans le module global mesuré.

Cette première expérience a également permis de comparer les dispositifs retenus pour chacun des plots. Les enregistrements effectués sur le plot n° 2 (sans pieu) sont représentés sur la figure 7 : on note que les appareils enregistrent la charge, mais non la décharge. Par la suite, d'ailleurs, ce plot a présenté un comportement assez erratique. On peut aussi penser que sur le plot n° 1 (avec pieu), c'est le pieu, solidaire des terrains plus profonds moins sollicités par le chargement, qui assure en partie le retour élastique de la dalle dans sa position d'équilibre initiale.

5. DÉTERMINATION D'UN MODULE D'ÉLASTICITÉ GLOBAL

L'essai consiste à faire varier la pression d'une cavité souterraine remplie de saumure de $230\ 000\ m^3$ de volume, située à une profondeur de 1 300 mètres environ dans le massif salifère du gisement de Bresse.

On s'efforce de mesurer au moyen du réseau d'inclinomètres de surface décrit plus haut la déformée de la surface induite par ce chargement.

Les dimensions de la cavité autorisent à assimiler celle-ci à une sphère dans un demi espace que l'on suppose élastique linéaire homogène et isotrope. La

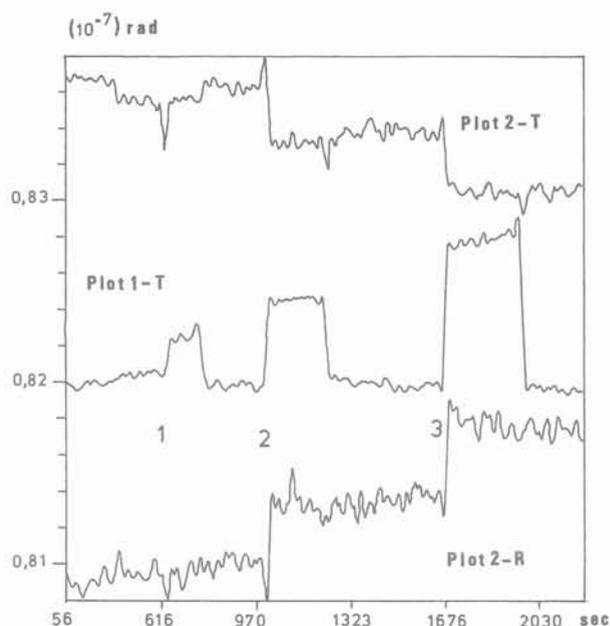


Fig. 7. — Inclinaisons observées lors du chargement radial (plots 1 et 2).

Fig. 7. — Observed dips during the radial loading (emplacements 1 and 2).

solution exacte de ce problème peut être obtenue (E. HETUIN, 1988); pour la simplicité de l'exposé, on se contentera ici d'une solution approchée dans laquelle la cavité est assimilée à un point, p désignant toutefois la pression vraie appliquée et r_0 le rayon d'une sphère de même volume que la cavité réelle. H désignant la profondeur de la cavité et r la distance horizontale à la tête de puits, l'inclinaison théorique en un point de la surface du sol est alors :

$$\frac{\partial U_z}{\partial r} = 3 [(p r_0^3) (1 - \nu) / \mu] [Hr / (H^2 + r^2)^{5/2}]$$

Le maximum d'inclinaison est obtenu au point d'inflexion de la déformée (cf. fig. 9) soit pour $r = \frac{H}{2}$,

ce qui explique que les dispositifs de mesure aient été placés à 650 mètres de la tête de puits de la cavité dont on fait varier la pression interne. Cette inclinaison reste néanmoins faible, de l'ordre de 10^{-8} radian pour une valeur vraisemblable du rapport p/μ (quelques millièmes), ce qui soulève diverses difficultés :

- la direction du maximum d'inclinaison est délicate à déterminer a priori sur le terrain, ce qui a conduit à disposer deux inclinomètres suivant des directions orthogonales dans chaque plot;
- les variations diurnes de la température atmosphérique engendrent des dilatations des terrains de surface dont les effets peuvent être supérieurs à ceux que l'on souhaite enregistrer. La température est donc enregistrée dans chacun des plots de mesure; on a pu mettre en évidence une très bonne corrélation entre son évolution et les variations naturelles d'inclinaison enregistrées par l'inclinomètre, ce qui permet de séparer les diverses influences dans le signal obtenu. De

plus, on a profité de conditions météorologiques assez favorables (temps humide assurant une bonne stabilité thermique). Néanmoins, les perturbations apportées par la température apparaissent, comme dans beaucoup de mesures fines, un facteur essentiel.

On peut contourner cette dernière difficulté en effectuant des variations de pression intenses et brèves dans la cavité. Les contraintes techniques d'injection interdisent toutefois d'accroître de 5 MPa la pression d'une cavité en moins de quelques heures; aussi est-ce plutôt le début de la décompression, beaucoup plus rapide, sur lequel un espoir d'enregistrement d'un signal net s'est porté.

Cinq cycles de compression/décompression, d'une durée totale de six heures chacun, ont été effectués, à raison d'un cycle par jour. Les succès ont été variables; on présente sur la figure 8 un enregistrement qui a donné des résultats favorables.

Sur cet enregistrement, le début de la décompression de la cavité est marqué par une rupture significative de la pente de la courbe représentant l'évolution de l'inclinaison de la surface du sol enregistrée sur le plot n° 3 (point A). Tous les enregistrements n'ont pas été aussi nets.

Si on fait confiance à celui-ci, le module global des terrains mesuré par l'essai serait assez élevé (15 000 MPa), ce qui peut paraître cohérent avec les données géotechniques: la cavité, située dans la cou-

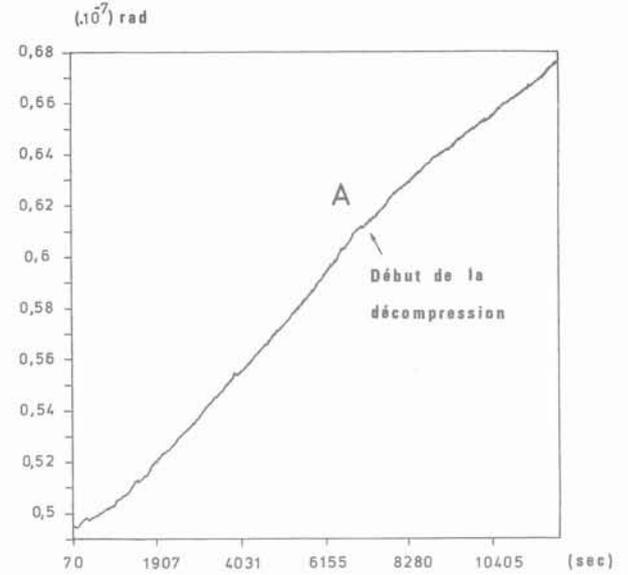


Fig. 8. — Inclinaisons pendant une compression-décompression.

Fig. 8. — Observed dips during cavern loading and unloading.

che «basse» de sel, est surmontée de six cents mètres de terrains à forte prédominance de sel gemme, matériau assez raide et surtout en général marqué par l'absence de discontinuités ouvertes.

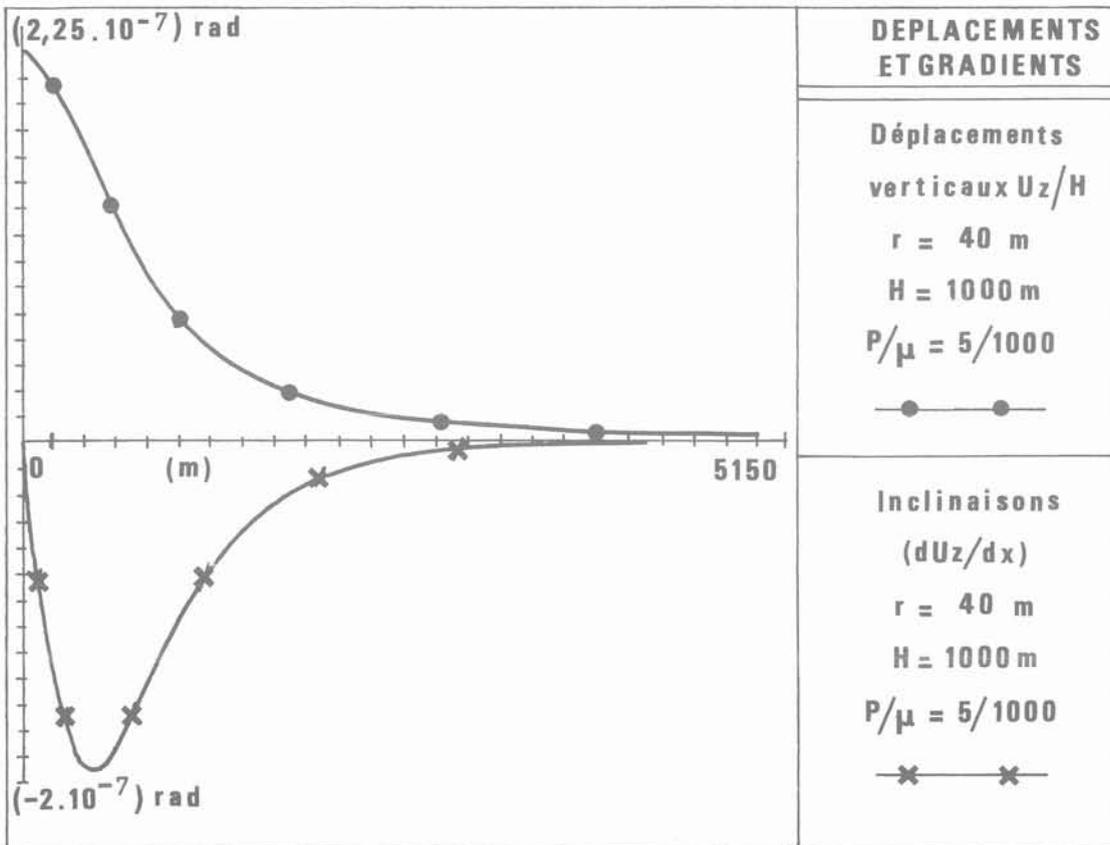


Fig. 9. — Déplacements et inclinaisons calculées à la surface du sol.

Fig. 9. — Computed displacements and dips at ground level.

Il est donc vraisemblable que l'essai ait été conduit dans des conditions concrètes proches des limites de sensibilité de la méthode. La formule donnée plus haut indique que l'intensité du signal observable en surface varie comme la raideur des terrains et le cube de la profondeur: la méthode est donc prometteuse pour des cavités moins profondes réalisées dans des terrains moins raides à grande échelle qu'un massif de sel gemme.

6. CONCLUSION

Le kilomètre cube paraît constituer la limite supérieure de l'échelle à laquelle la méthode de mesure proposée peut être efficacement mise en œuvre. L'échelle du décamètre cube (effet d'une surcharge superficielle) est par contre très bien adaptée; une nouvelle campagne de mesure centrée sur cet objectif est en cours. On peut en espérer la mise au point d'une méthode de détermination du module en place des terrains, commode à mettre en œuvre sur chantier, peu coûteuse et susceptible d'apporter un complément précieux aux méthodes plus locales généralement utilisées.

Les auteurs remercient MM. HUGOUT et DURAND, du Département Réservoirs Souterrains (GDF) et la Direction et les personnels de l'Exploitation d'Etrez du GDF, notamment M. DUPUIS et M. CHARVET, dont l'efficacité et la compétence ont permis la conduite des essais décrits. Ils remercient aussi M.F. ESNOULT et M. VERHILLE de l'IPGP qui ont installé et vérifié l'instrumentation.

BIBLIOGRAPHIE

- ASTE J.P. et al. (1986), «*Utilisation d'un clinomètre à très haute résolution pour l'étude du comportement des ouvrages de génie civil*». Revue Française de Géotechnique, n° 34, Paris, janvier 1986, pp. 57-67.
- BLUM P.A. (1963), «*Contribution à l'étude de la variation de la verticale en un lieu*». Annales Géophysiques, tome 19, p. 215-243.
- BLUM P.A., GAULON R. (1971), «*Détection et traitement des ondes sismiques de très basses fréquences*». Annales Géophysiques, tome 27, pp. 123-140.
- BRACE W.F. (1980), «*Permeability of crystalline and argillaceous rocks*». International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, vol. 17, n° 5, Exeter U.K., octobre 1980, p. 241-251.
- HETUIN E. (1988), «*Influence d'une cavité sphérique dans un massif élastique semi-infini*». Rapport interne Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, octobre 1988.
- MANDEL J. (1966), «*Annexe XV: Compléments d'élasticité à trois dimensions*». Cours de mécanique des milieux continus, tome II, 1^{re} édition Gauthier-Villars éditeur, Paris, 1966, p. 625-626.
- MULLER L., EGGER P. (1982), «*Standsicherheit und Bau von Kavernen in Abhängigkeit von den Baugeologischen Bedingungen*». Mai 1982, ISRM Symposium, Aachen.

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN JUIN 1989
DÉPÔT LÉGAL 1989 N° 4422

IMPRIMÉ EN FRANCE