General report topic 4 / Rapport général thème 4

ESSAIS DE CHARGEMENT, DE DECHARGEMENT ET DE CISAILLEMENT REALISES A LA SURFACE DES SOLS ET DES ROCHES

LOADING, UNLOADING AND SHEARING TESTS ON SOIL AND ROCKS

GARNEAU R.*

Introduction

Le nombre de communications techniques présentées à ce symposium sous le thème "Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches", soit environ une trentaine, témoigne du rôle important que la communauté internationale des géotechniciens accorde à ces méthodes d'essais et d'observations d'ouvrages en vraie grandeur ou de grandeur réduite.

Dans la plupart des cas, des essais de chargement ou de cisaillement sont effectués sur place lorsque la nature du sol ou de la roche, sa stratigraphie ou son état ne permettent pas d'extrapoler les résultats d'essais de laboratoire ou même d'effectuer les essais requis sur des échantillons représentatifs, parfois très difficiles à obtenir. Aussi, en vue de pouvoir établir avec suffisamment de confiance le comportement d'un ouvrage à construire ou à modifier, ou les paramètres gouvernant ce comportement, le géotechnicien fera souvent appel à des méthodes d'essais en place. Il choisira alors, suivant l'ampleur du problème, suivant les moyens financiers disponibles et en fonction du degré de risque acceptable, d'effectuer des essais sur un modèle réduit de fondation, sur une partie de l'ouvrage à construire et dans certains cas, sur l'ouvrage lui-même terminé.

Les communications techniques faisant l'objet de ce rapport général couvrent ces différents aspects des essais de

chargement à la surface des sols et des roches ; les sous-thèmes suivants découlent des sujets traités :

- Sous-thème 4.1 : Essais de chargement sur plaques
- Sous-thème 4.2 : Essais de chargement en vraie grandeur
- Sous-thème 4.3 : Essais de cisaillement *in situ*
- Sous-thème 4.4 : Essais ponctuels de surface
- Sous-thème 4.5 : Mesures des contraintes à l'intérieur des massifs

Le nombre de communications se rattachant à chacun des sous-thèmes est comme suit :

Sous-thème	Nombre de communications
1	11
2	8
3	3 + 1 du sous-thème 1
4	2
5	3

Le tableau ci-dessous présente la liste des communications groupées sous chaque sous-thème, incluant les noms des auteurs et quelques mots clés permettant de préciser le sujet traité. Certaines communications se sont avérées plus valables que d'autres et quelques-unes ont pu échapper à la bonne compréhension du rapporteur à cause de difficultés de rédaction de nature linguistique et, dans certains cas, de l'absence de figures accompagnant les textes.

TABLEAU DES COMMUNICATIONS

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
1	CHIN F.K. (Malaisie)	"Bilateral plate bearing test"	Chargement sur plaques l'une contre l'autre, effet de grandeur, relation hyperbolique, dimensionnement de fondations, sols résiduels
1	HANNA A., JORDEN E. (Canada)	"Site investigation and foundation design in stratified soil"	Profondeur d'influence de fondations, sols bi-couches, reconnaissance géotechnique
1	KASLIWAL V.K. (Inde)	"A geotechnical appraisal of <i>in situ</i> deformation tests at Jakham Dam, India"	Chargement sur plaque carrée, roche à degré d'altération et de fissuration variable, modules de déformation sécant et tangent, effet de saturation, relation avec géologie locale

* Chef du Service géotechnique Rousseau, Sauvé, Warren Inc. Montréal, Québec, Canada.

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
1	KOOPMANS R. (Canada)	"Bedrock degradation as determined from plaque bearing tests"	Chargement sur plaques, effets de grandeur de plaque et du trou central sur module de déformation de la roche, influence latérale, mise en charge à l'aide de câbles sous centre de plaque, exposition prolongée et relâchement des contraintes, compressibilité du coulis de contact
1	MARSLAND A. BUTCHER, A.P. (Angleterre)	" <i>In situ</i> tests on weathered chalk near Luton, England"	Chargement sur plaques de diamètres différents, à profondeur variable, chargement par palier et à taux de déformation constant, cellule de charge, modules de déformation de la craie de caractéristiques variables
1	MARTINETTI S. RIBACCHI R. (Italie)	Essais de chargement à la plaque de massifs rocheux anisotropes	Chargement sur plaque en tunnels d'exploration, module de déformation de trois types de roche, vérins plats, évaluation de l'anisotropie, effets de schistosité et des fissures, comparaisons avec essais de laboratoire
1	ROCHA FILHO P., ROMANEL C. (Brésil)	Propriétés élastiques des sols résiduels dans les essais <i>in situ</i>	Chargement sur plaques, trois diamètres différents, influence latérale et effet de grandeur de plaque, modules de déformation comparés à ceux déduits d'essais SPT et pressiométriques dans sols résiduels
1	ROZSYPAL A. (Tchécoslovaquie)	"Instrumental large scale plate loading test on limestone"	Chargement sur plaque, influence latérale et en profondeur, chargement cyclique, effet du temps, module de déformation du calcaire, module sismique, examen du roc sous plaque
1	SAXENA K.R., ANJIAH B. SRINIVASULU G.T. (Inde)	"Loading tests on desintegrated residual soils"	Chargement sur plaques carrées, capacité portante permmissible en fonction du tassement, sols résiduels, module de réaction élastique, dimensionnement de fondations, codes
1,3	SHARMA V.M., JOSHI A.B. (Inde)	"Field tests for the feasibility of a concrete dam"	Chargement sur plaque en souterrains, module de déformation et d'élasticité de l'ardoise et de quartzites à diaclases, essai de cisaillement <i>in situ</i> , joint sphérique, paramètres de résistance au cisaillement
1	TAKEUCHI T., TANAKA T. (Japon)	"The applicability of borehole load testing for evaluation of deformation of bridge foundations"	Chargement radial en forage en fonction du chargement sur plaque, module de déformation de la roche en fonction de la fréquence des joints, dureté et classification, mesure d'influence en profondeur
2	ASTE J.P. (France)	Expérimentation <i>in situ</i> du comportement d'anciennes fondations sur sol médiocre, sous les sollicitations créées par une opération de rénovation: Le carré Curial à Chambéry	Chargement d'un pilier ancien, vraie grandeur, sur fondation continue et discontinue, vérins plats, mesures de tassement, effet du temps, fluage, prévision de comportement
2	BROWN P.T. BURLAND J.B. (Australie et Angleterre)	"Soil parameter evaluation from large scale loading tests"	Instruments et programme d'auscultation, précision des mesures et erreurs sur paramètres géotechniques déduits

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
2	BROWN P.T. CALABRESI G.* MANFREDINI, G.* (Australie et *Italie)	"A large test embankment at Prensanzano, Italy"	Grand remblai d'essai sur sols volcaniques, stratigraphie hétérogène, instruments d'auscultation, module de déformation, coefficients de consolidation et de pression interstitielle déduits des mesures
2	CHERNYSHEV S.N. PAUSHKIN G.A. (URSS)	La méthode géologique d'investigation de compression du rocher	Module de déformation de la roche, paramètres de fissuration: degré, géométrie et minéralogie; contraintes en place, observations vs calculs
2	DAVESNE M. BORDES J.L. BOUVARD A., DUPAS J.M. LEFEBVRE A. (France)	Contrôle d'un préchargement de fondation à Nogent-sur-Seine	Remplai de préchargement, compressibilité et tassement de craie pâteuse, dispositif de mesure de déformation, fluage, prédiction des tassements et comparaison avec mesures
2	EGELI I. EROL O.* RUWAIH I.* (Grèce et *Arabie Saoudite)	"Settlement of a large tank on coastal deposits"	Remplissage d'essai d'un réservoir de grand diamètre, distribution du tassement du sable stratifié de fondation, comparaison des tassements par essais SPT et pénétromètre statique
2	HORN A. (Allemagne)	"Determination of properties of weak soils by test embankments"	Remplai d'essai, sols compressibles argileux, stratification, tassement en fonction du temps, module de déformation, prédiction de comportement
2	MOURA FILHO O., KOSHIMA A. KAWAMURA N. (Brésil)	"Loading <i>in situ</i> test with an artificial drawdown"	Chargement indirect par rabattement contrôlé du niveau d'eau, remblai argileux construit dans l'eau, pression interstitielle, paramètre B, déplacements horizontal et vertical, consolidation
3	BRAND E.W. PHILLIPSON H.B. BORRIE G.W., CLOVER A.W. (Hong Kong)	" <i>In situ</i> shear tests on Hong Kong residual soils"	Essai de cisaillement direct <i>in situ</i> , sols résiduels et degré de décomposition, résistance au cisaillement, stabilité de pentes, effet de la saturation
3	MEI J.Y., KANG W.F. (Chine)	"On the characteristics of rock deformation failure in the <i>in situ</i> shear test"	Essai de cisaillement direct <i>in situ</i> en souterrain, résistance au cisaillement de la roche, critères de rupture et déformation, adhérence béton-roche
3	ROMANA M. SIMIC D. (Espagne)	Essais de cisaillement <i>in situ</i> des sols alluvionnaires dans la mine du Marquesado (Espagne)	Essai de cisaillement <i>in situ</i> sur alluvions granulaires, stratifications limoneuses, plan de cisaillement incliné, résistance de pic et résiduelle
4	GARIDEL-THORON R. JAVOR E. (France)	Un petit pénétromètre dynamique pour évaluer l'indice C.B.R.	Essai de portance <i>in situ</i> , indice C.B.R., pénétromètre dynamique léger et portatif, sols naturels, matériaux de chaussée, contrôle de compactage, résistance à la compression de sols stabilisés
4	SMITH R.B. (Australie)	" <i>In situ</i> C.B.R. and dynamic cone penetrometer testing"	Répétitivité de résultats d'essais C.B.R. et d'essais au pénétromètre à cône dynamique, corrélations entre ces types d'essais, analyse statistique, conception de chaussée, sols fins

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
5	FUKUOKA M., IMAMURA Y. (Japon)	"Earth pressure measurement in retaining wall backfill"	Pression des terres horizontale dans remblai, calibrage de cellules de pression totale, mur de soutènement, efforts de cisaillement, surface de rupture, remblai sur sols mous analyse de stabilité
5	NAKAYAMA Y. (Japon)	"Practical tensor measurement and design parameter"	Mesure des déformations orientées contraintes principales majeures et mineures, ellipsoïde des contraintes en trois dimensions, exemples d'application
5	POSTOEV G.P. (URSS)	"In situ study of stresses in a landslide mass"	Mesures de contraintes totales en place, déchargement partiel de masses sujettes au glissement, cellules de pression, mesures de déformation, stabilité des pentes

Suite au tableau des communications, chacun des sous-thèmes est traité séparément et les références aux articles présentées à ce symposium sont faites en indiquant le nom des auteurs sans le faire suivre de l'année de publication.

Ce rapport constitue une revue des communications dans le cadre de chacun des sous-thèmes précités et le rapporteur désire souligner qu'il ne s'agit aucunement d'un rapport d'avancement des connaissances dans le domaine, particulièrement celui des essais de chargement sur plaque, même si à l'occasion des références à des articles déjà publiés (auteur et date) doivent être faites pour situer un point particulier.

Sous-Thème 4.1 : Essais de chargement sur plaques

4.4.1. Dimension et forme de la plaque

Le choix de la dimension des plaques de chargement est généralement fait en fonction des contraintes maximales visées, des forces de réaction disponibles, des dimensions des puits ou tunnels au fond desquels les essais sont effectués, et du volume de sol ou de roche que l'on désire influencer. Ce volume pourra être fonction du degré de fissuration de la roche ou de l'hétérogénéité du sol sous le niveau prévu de fondation. A l'occasion, quelques programmes d'essais ont inclus le chargement de plaques de dimensions différentes afin d'étudier l'effet de la grandeur de la plaque sur les déformations et les modules. Les résultats de tels essais contribuent grandement à une meilleure identification des facteurs influençant les résultats d'essais. Le tableau 4.1.1 ci-dessous présente les dimensions et la forme des plaques utilisées par les différents auteurs des communications groupées sous ce thème. Les dimensions indiquées sont le diamètre d'une plaque circulaire, sauf dans le cas de plaque de forme carrée pour laquelle la dimension donnée est la longueur du côté.

Pour les essais sur la roche, le diamètre de plaque moyen s'établit à environ 85 cm. La dimension de 30 cm constitue une limite inférieure alors que la dimension maximale dépendra le plus souvent de la réaction disponible. Si la dimension de 30 cm pour la plus petite plaque normalisée de l'ASTM fut établie sur la base de la mesure unitaire du pied anglais, il semble que la pratique courante s'approche plutôt de l'unité de longueur du système international,

Tab. 4.1.1: Dimensions des plaques pour essais de chargement

Auteur	Diamètre en cm	
	Essai sur sol	Essai sur roche
CHIN	15, 20 et 30 (carrée)	
KASLIWAL		45 (carrée)
KOOPMANS		30, 61 et 91
MARSLAND et BUTCHER		87 et 171
MARTINETTI et RIBACCHI		50
ROCHA FILHO	40, 80 et 160	
ROZSYPAL		138
SAXENA <i>et al.</i>	30, 60 (carrée)	
SHARMA et JOSHI		75
TAKEUCHI et TANAKA		100

soit un mètre, comme diamètre des plaques d'essai. Au-delà du mètre de diamètre, les avantages ne sont pas toujours évidents, compte tenu des conditions locales et des coûts élevés encourus pour la mise en œuvre et la réalisation des essais.

Cette tendance à utiliser des plaques plus grandes va toutefois dans un bon sens puisqu'elle permet d'engager des volumes de sol ou de roche plus importants et d'en déduire des paramètres plus représentatifs, particulièrement dans le cas d'un massif rocheux fissuré (Rozsypal, Kasliwal, Marsland et Butcher). L'effet de remaniement, inévitable durant l'installation d'une plaque, sera relativement plus faible pour une plaque plus grande, et affectera moins le comportement sous charge (Marsland et Butcher).

Les essais effectués par Koopmans sur un calcaire schisteux fracturé, à l'aide de trois plaques de diamètre variable, soit 30, 61 et 91 cm, ont fourni environ les mêmes modules sécants ou tangents pour un même niveau de contrainte de 6,0 MPa. Pour des contraintes plus élevées toutefois, les modules augmentent avec une diminution du diamètre de la plaque. Koopmans attribue ces résultats à la fermeture des fissures dans la roche sous des contraintes plus élevées, mais concède que l'utilisation de plaques encore plus grandes aurait renversé cette tendance puisque l'influence du chargement aurait atteint la roche de meilleure qualité à une profondeur d'environ 2 m.

Sur des craies tendres, Marsland et Butcher ont calculé des modules de déformation sécants de 46 et 148 MPa pour des plaques de 86,5 et 171 cm de diamètre respectivement lors d'un premier chargement et pour un écart

de contrainte à peu près égal dans chaque cas. Lors du rechargement, les modules calculés pour les plaques de diamètre double l'une de l'autre devenaient du même ordre de grandeur aux environs de 200 kPa. Les deux plaques, même placées à proximité l'une de l'autre et à 0,5 m de différence en profondeur n'étaient pas appuyées sur exactement la même craie et le comportement observé est attribué à une variation locale des ouvertures dans la craie, lesquelles se sont refermées après un premier chargement pour ensuite exhiber des modules semblables. Les auteurs ajoutent avec raison que l'effet d'échelle n'aurait pu être précisé qu'à la suite d'essais réalisés en plus grand nombre et des examens approfondis de l'état de la craie sous chaque plaque.

Le souhait d'obtenir des résultats uniques pour des matériaux naturels apparemment identiques est purement utopique et il faut s'attendre à obtenir des écarts importants lorsque plus d'un essai est réalisé à des endroits différents à l'intérieur d'un même site. Cette situation est susceptible de se produire d'avantage avec les essais *in situ* que lors des essais en laboratoire sur des échantillons peut-être moins affectés par des hétérogénéités lithologiques ou minéralogiques locales.

Les essais effectués par Rocha Filho sur des sols résiduels par chargement de plaques de 40, 80 et 160 cm confirment ces variations locales. Dans ce cas-ci, à nouveau, une amélioration sensible de la qualité du sol se produisait à la profondeur de 4 m environ, au-delà de la zone influencée par la plaque de plus grand diamètre. Aussi, le module obtenu pour la plaque de 160 cm à peine supérieur à celui de la plaque de 40 cm, soit 935 Kg/cm² et 850 Kg/cm² respectivement, ne peut révéler qu'une faible amélioration du sol résiduel en profondeur, confirmant ainsi la tendance indiquée par les autres essais (SPT et pressiomètres) effectués sur le site.

Il semble donc avantageux, des points de vue technique, pratique et économique, d'effectuer les essais de chargement en utilisant une seule plaque d'un diamètre donné, variant de 0,5 m pour des sols homogènes à environ 1,0 m pour un substratum hétérogène, mais d'effectuer plusieurs essais à des profondeurs variables si l'on désire explorer l'influence du changement de propriétés des sols ou de la roche en profondeur.

À l'examen du tableau 4.1.1, on constate que la forme circulaire est la plus courante et que la forme carrée est utilisée pour des plaques de faible dimension, inférieure ici à 45 cm. L'usage de plaques circulaires est préférable considérant qu'il est plus difficile d'assurer une répartition égale des contraintes sous la surface d'une plaque carrée que sous celle d'une plaque circulaire, même par un usage généreux de raidisseurs dans le cas de plaques de grandes dimensions. Les raidisseurs pour plaques circulaires ont aussi l'avantage d'être tous de même forme et dimension, ce qui facilite la construction de la plaque. De plus, les modèles mathématiques, basés sur la théorie d'élasticité en milieu homogène ou non, sont généralement plus simples à développer et à utiliser dans le cas d'une surface de chargement circulaire comparativement à celle d'une plaque carrée. Pour ces raisons, il semble justifiable de faire usage de plaques circulaires plutôt que carrées. On pourra argumenter qu'une plaque carrée s'approche davantage de la forme plus usuelle des fondations conventionnelles de vraie grandeur; on conviendra toutefois, que le rapport d'échelle entre les deux est généralement assez grand pour rendre insignifiante cette similitude de forme.

4.1.2. Zone d'influence de la surface de chargement

On ne pourrait faire un choix judicieux d'une dimension de la plaque pour un essai de chargement ni du niveau des essais, sans considérer la profondeur du volume de sol ou de roche influencé par l'essai. Également, l'appréciation de l'étendue latérale de cette zone d'influence doit guider la localisation des appuis des repères de référence servant à la mesure des déplacements durant l'essai.

Dans le passé, de nombreux auteurs ont démontré que les déformations contribuant le plus au tassement de la plaque d'essai dans un milieu homogène se situait dans une zone de profondeur égale 2 à 3 fois le diamètre de la plaque et ceci est bien connu. Deux des communications présentées sous ce thème font rapport de mesures confirmant cette relation dans le cas de roches schisteuses et granitiques.

À l'aide de repères placés au fond de trous forés de 3 cm de diamètre à des profondeurs de 0,25 m, 0,5 m, 1,0 m et 2,0 m sous la plaque de 138 cm de diamètre, Rozsypal montre que cette zone d'influence atteint une profondeur égale à 1,45 fois le diamètre de la plaque. Ceci est confirmé par des mesures de vitesse de propagation d'onde sismique dans deux forages adjacents à la plaque qui indiquent que l'accroissement de contrainte dans la roche est maximal dans les premiers 50 cm sous la plaque mais négligeable sous la profondeur de 1,5 m.

Takeuchi et Tanaka ont comparé les résultats d'essais de chargement radial en forage aux modules de déformation obtenus par essais de plaque en surface d'une roche granitique altérée. La réalisation de l'essai de plaque d'un diamètre de 100 cm a incorporé des mesures de déformation de la roche à l'aide de gauges de déformation installés à 30 cm d'intervalle dans deux forages de 1,5 et 2 m de profondeur implantés sous la plaque. Ces mesures ont indiqué que les déformations unitaires étaient maximales à une profondeur d'environ 0,5 m sous la plaque d'où elle diminuait rapidement pour devenir pratiquement nulles à 2,0 m.

Martinetti et Ribacchi mentionnent avoir installé des extensomètres pour mesurer les déformations en profondeur sous une plaque circulaire de 50 cm de diamètre posée sur une roche métamorphique. Cependant aucune mesure n'est rapportée, ni analyse de la profondeur d'influence.

Théoriquement, on peut démontrer que les contraintes et les déformations sous une plaque sont induites à des profondeurs plus grandes que 1,5 à 2,0 fois le diamètre de la surface de chargement. Toutefois, dans les cas où les caractéristiques du terrain sont uniformes ou s'améliorent avec la profondeur, ces contraintes et déformations deviennent trop faibles pour être mesurées et pour influencer appréciablement le comportement de la plaque sous charge. En pratique, cette dernière situation est rencontrée le plus souvent.

À partir d'essais en laboratoire sur modèles de semelle continue et circulaire de 50 mm de largeur, Hanna tente de démontrer que pour un sol bi-couche, la capacité portante ultime peut être influencée par les propriétés des sols situés à des profondeurs plus grandes que 2 fois la dimension de la semelle. Dans le cas d'une semelle établie sur un sable dense recouvrant une couche de sable lâche ou d'argile, la couche inférieure de faible résistance influencerait à la baisse la capacité portante de la semelle si le contact entre les deux couches se situait à une profondeur égale à moins de 4 à 6 fois le diamètre de la semelle. Dans le cas contraire, soit celui d'une couche uniforme ou d'une couche lâche sus-jacente à une couche plus résistante, l'épaisseur de sol sous la semelle qui en influence la capacité portante est égale ou inférieure à 2 fois

la dimension de la semelle. Même si ces essais furent effectués sur une très petite semelle, et que des facteurs d'échelle peuvent en limiter l'extrapolation, ils tendent à confirmer les observations rapportées par les essais *in situ* mentionnés ci-dessus.

Quant à l'ampleur de l'influence latérale, trois auteurs (Koopmans, Rocha Filho et Rozsypal) ont mis en place des repères de surface à différentes distances de la plaque en vue de mesurer la déformation verticale de la surface du sol ou de la roche à l'extérieur de l'aire de chargement. Seul Koopmans a rapporté les mesures faites pour indiquer que des mouvements substantiels ont été mesurés jusqu'à une distance du centre de la plaque égale à 3 fois son diamètre. Suite à ces observations, il recommande de placer les appuis des systèmes de référence pour mesures des déformations à une distance du centre de la plaque égale à au moins 4 fois, mieux encore 5 ou 6 fois le diamètre de cette dernière.

Rocha Filho a tenté d'analyser les déformations à l'extérieur de la plaque pour apprécier l'influence des sols en plus grande profondeur sous la plaque. Mais comme ces déformations sont très faibles, une précision des comparateurs mécaniques de 0,01 mm introduisait une erreur atteignant $\pm 40\%$ et rendait ainsi les mesures inutilisables pour évaluer les changements de module en profondeur. Les observations indiquent toutefois des déplacements appréciables à des distances du centre de la plaque égales à 1,5 fois son diamètre.

Rozsypal ne présente pas les résultats de ses mesures effectuées sur les repères installés à l'extérieur de la surface de chargement.

Il convient enfin de mentionner que la présente norme ASTM D 1194 (1972) stipule de placer les appuis du système de référence à pas moins de 2,4 m du centre de l'aire chargée. Cette distance représente un espacement égal à 8 fois le diamètre de la plus petite plaque (30,5 cm) et à 3 fois celui de la plus grande (76,2 cm). Les recommandations de Koopmans pour essais sur la roche sont en accord avec les exigences de l'ASTM, lesquelles s'appliquent aux essais de chargement sur le sol.

4.1.3. Application de la charge

L'essai de chargement sur plaque sert généralement à caractériser la relation contrainte-déformation d'un sol ou d'une roche pour un certain domaine de pression ou de déformation. Ce domaine est variable suivant les buts visés : dans certains cas on désire atteindre la rupture pour déterminer la capacité portante ultime, dans d'autres on limitera la contrainte à la pression maximale anticipée sous un ouvrage ou à 2 ou 3 fois cette pression ; parfois l'objectif sera établi en termes de déformation, par exemple 15 % du diamètre de la plaque (Marsland et Butcher). Dans la plupart des cas, on examinera le comportement du sol ou de la roche soumis à des efforts cycliques et on en déduira des modules de déformation élastique.

Sept auteurs ont présenté avec plus ou moins de détails les modes d'application des charges qu'ils ont utilisés et tous présentent des chemins différents, variant suivant les objectifs poursuivis. La charge maximale de l'essai est généralement atteinte par palier et déchargement entre chaque palier, le nombre de paliers variant de 4 à 8. A noter que la norme ASTM D 1194 spécifie un minimum de 10 paliers. Marsland et Butcher ont même ajouté trois cycles rapides de chargement à chaque palier, et Rozsypal a répété les cycles à chaque palier de chargement jusqu'à ce que deux cycles successifs produisent des courbes effort-

déformation de même allure. Koopmans, pour sa part, n'a appliqué les cycles de charge qu'à la fin de l'essai, soit après le quatrième palier.

Tous utilisent la technique de charges maintenues (M.L.) et chaque palier est atteint en un ou plusieurs accroissements rapides plus ou moins égaux (Sharma et Joshi : cinq accroissements par palier). Un système de vérin hydraulique muni d'un mécanisme spécial a permis à Marsland et Butcher de mener certains essais en appliquant chaque palier de charge suivant un taux de déformation constant de 2,5 mm/minute. Cette méthode permet de mieux définir la courbe effort-déformation en approchant de la rupture, surtout si elle présente une forme de pic, mais cet avantage n'est pas évident lorsque la charge est appliquée par palier.

On constate à regret que très peu d'essais ont été réalisés en mesurant la charge autrement que par simple lecture d'un manomètre relié au système hydraulique du vérin. A moins de calibration récente faite dans des conditions les plus représentatives possibles des conditions d'essais, la précision de tels systèmes est souvent douteuse. Seuls Marsland et Butcher ont fait usage d'une cellule de charge, laquelle doit aussi être calibrée, mais dont la précision et la fiabilité sont susceptibles d'être beaucoup plus grandes que celles du manomètre, particulièrement lorsque les charges sont élevées, de l'ordre de 500 tonnes dans leur cas.

Rozsypal a également utilisé un dynamomètre pour mesurer la charge maximale de probablement 2 000 kN (plutôt que 20 kN rapportée par l'auteur). Pour des essais effectués en souterrains, Martinetti et Ribacchi ont appliqué la charge à l'aide de vérins plats dans le but d'obtenir une distribution de pression uniforme. Au même titre que les vérins ordinaires, les vérins plats doivent être bien calibrés.

Comme système de réaction de charge, on retrouve les arrangements conventionnels : le plus souvent, il s'agit d'une poutrelle retenue à chaque extrémité par des câbles ou des tiges ancrés dans le substratum rocheux (Koopmans, Marsland et Butcher, Rozsypal) ; parfois, on utilisera un câble, même plusieurs câbles, ou une tige métallique à travers le centre de la plaque et ancrée en profondeur (Koopmans, Kasliwal, Rozsypal) ; cette dernière méthode réduit l'encombrement au minimum et est particulièrement adaptée aux essais de la roche puisque les parois du trou sous la plaque doivent être libres de tout support ; enfin, et peut-être le plus ancien des systèmes, la réaction sera constituée d'un bâti supportant un poids de matériaux équivalent à la charge maximale que l'on désire appliquer, par exemple, 2 000 sacs de sable (Kasliwal).

Dans chaque cas, il est important de s'assurer que les volumes de roche ou de sol engagés par les réactions n'influenceront aucunement le comportement de la plaque sous charge et celui du sol sous-jacent. Aussi, dans la conception du système de réaction, une distance d'au moins 3 à 5 fois le diamètre de la plaque doit être respectée entre la zone de réaction ou l'appui du bâti et le centre de la plaque (Koopmans, Rozsypal). La norme de l'ASTM spécifie la même distance que pour les appuis du système de référence pour les mesures de déformations.

Les essais de chargement en souterrains s'avèrent généralement plus facile à réaliser que les essais de surface, en prenant avantage de la réaction fournie par la paroi apposée à la paroi chargée (Martinetti et Ribacchi). L'essai bilatéral rapporté par Chin s'inspire de ce principe et permet d'effectuer simultanément deux essais avec des plaques de dimensions égales ou différentes installées l'une contre l'autre à l'intérieur d'une niche ou tunnel horizontal creusé dans la paroi d'un puits et dont la longueur est égale à au moins 5 fois le diamètre de la plaque. L'appareillage est simple,

portatif et peu encombrant et permet d'effectuer les essais dans des directions variables. Ce type d'essai se limite toutefois à des sols possédant suffisamment de cohésion pour permettre la libre excavation des niches. De plus, il n'est pas certain que les résultats de ces essais soient comparables à ceux d'essais conventionnels réalisés en surface d'un milieu semi-infini.

L'effet du temps peut difficilement être simulé par un essai de chargement pour prédire le comportement à long terme d'une fondation, à moins de prolonger l'application de la charge sur plusieurs jours et même semaines. Au cours d'essais sur des schistes et des calcaires fracturés et altérés, Rozsypal a observé que 64 % de la déformation totale induite par la charge de 1.05 MPa maintenue durant 72 heures se produisait durant la première heure. Par contre, lors des essais de Marsland et Butcher effectués sur des craies tendres, des déformations importantes se sont produites durant les périodes de 48 à 116 heures au cours desquelles la charge d'un palier était maintenue, particulièrement pour des niveaux de contraintes élevés, supérieurs à 450 kPa. Le programme d'essais et la durée des charges seront donc dictés par la nature du substratum et le niveau des contraintes prévues sous les fondations de l'ouvrage projeté.

Aucun auteur ne fait mention de l'usage de joint semi-sphérique, sauf Sharma et Joshi qui l'ont inclus dans leur montage pour des essais de cisaillement direct (Sous-thème 4.3). Il est pourtant recommandable d'insérer cette pièce entre le vérin et la plaque afin d'assurer en tout temps l'alignement de la force, particulièrement si la plaque subit une rotation causée par des tassements différentiels.

4.1.4. Mesure des déformations

Les extensomètres mécaniques à cadran ont depuis longtemps constitué l'instrument par excellence pour la mesure des déformations lors d'un essai de chargement sur plaque et sont encore très populaires si l'on en juge par les communications décrivant l'instrumentation des essais. Les extensomètres utilisés permettent la lecture des déplacements avec une précision de $\pm 0,01$ mm, parfois 0,001 mm (Sharma et Joshi).

Les instruments électriques de type transducteur de déplacement (LVDT) ou gauges de déformation apportent une nouvelle dimension en permettant un enregistrement continu des mesures qui peuvent être stockées et traitées par un système d'acquisition de données. Il est toutefois recommandé de coupler les instruments électriques à des extensomètres mécaniques. Même avec des appareils entièrement mécaniques ou optiques, il sera prudent de monter deux systèmes de mesure indépendants, en cas de défaillances durant l'essai (Rozsypal).

Dans le cas d'essais sur la roche, il est relativement facile d'installer des repères de tassement à différentes profondeurs sous la plaque (Rozsypal, Takeuchi et Tamaka) et cette pratique est recommandée pour préciser la source des déformations.

Il peut arriver, particulièrement lors des essais sur la roche, que l'épaisseur de la couche de mortier formant un coussin pour la plaque de chargement, possède une épaisseur supérieure à quelques centimètres, résultat le plus souvent de difficultés à aplanir la surface de la roche. Compte tenu de l'épaisseur et la nature du mortier, sa compressibilité risque d'affecter les mesures de déformation faites en surface de la plaque. Koopmans s'est préoccupé de ce problème et a tenté d'évaluer la compression d'un coussin de 1,3 cm d'épaisseur à partir du module de déformation du matériau de coussin. Les déformations ainsi calculées

étaient soit inappréciables vue la précision des extensomètres, $\pm 0,01$ mm, ou non significatives. Mais pour des épaisseurs plus grandes de coussin, soumis à des pressions élevées, il y aura avantage à éliminer cette source d'erreur en transférant les déformations de la roche directement aux extensomètres à l'aide de tiges scellées à la surface de la roche et prolongées à travers le coulis et la plaque de chargement.

Les mesures de déformation seront fiables pour autant que le système de référence, le plus souvent une poutrelle ou un cadre métallique, soit fixe et non affecté par le chargement ou les systèmes de réaction. Les appuis considérés fixes devront donc être placés bien à l'extérieur de la zone d'influence du chargement, et tel que mentionné en 4.1.2, à une distance du centre de la plaque supérieure à 4 fois le diamètre de cette dernière.

Les effets thermiques, particulièrement les expositions au soleil d'orientation continuellement variable, sont bien connus pour affecter les mesures de déformation, particulièrement lors d'un chargement maintenu. On peut toujours minimiser ces effets, par exemple en appuyant simplement la poutrelle de référence sur un appui à rouleaux et la peindre en blanc (Burland et Lord, 1969) mais la mesure la plus efficace consiste sûrement à recouvrir entièrement le système par un abri temporaire.

4.1.5. Détermination des modules

Comme pour la plupart des essais, les essais de chargement sur plaque fournissent à l'utilisateur un grand nombre de mesures ou de courbes à interpréter. Cette interprétation peut être relativement simple lorsque le sol ou la roche soumis à l'essai s'approche des conditions hypothétiques conventionnelles : milieu élastique semi-infini, homogène et isotrope. Dans le cas plus fréquent de matériaux non-homogènes et anisotropes, rencontrés dans la nature, certaines modifications sont apportées aux modèles couramment utilisés pour le calcul des modules de déformation.

La majorité des auteurs des communications présentées sous ce thème utilisent un modèle de calcul simple dérivé des équations formulées par Boussinesq, ce qui est généralement suffisant d'un point de vue pratique, et il est intéressant d'examiner les modifications préconisées par certains d'entre eux. Une revue de différentes formulations utilisées par chaque auteur est faite ci-dessous, accompagnée de quelques commentaires.

Kasliwal, comme Sharma et Joshi, ont calculé les modules de déformation à l'aide de la même équation dérivée des relations de Boussinesq et formulée de la façon suivante pour une plaque rigide :

$$E = \frac{P(1 - \nu^2)}{w_0 \sqrt{A}} \cdot m$$

dans laquelle :

E = module de déformation
P = charge totale appliquée sur la plaque
 ν = rapport de Poisson
 w_0 = déformation verticale sous la charge P
A = aire de la plaque
m = facteur de forme

Kasliwal pose $m = 0.95$ pour une plaque carrée alors que Bowles (1968) suggère une valeur de 0.82. Sharma et Joshi ne donnent pas la valeur du facteur de forme "m" qu'ils ont utilisée pour des essais en tunnel, mais une valeur $m = 0.88$ serait applicable d'après Bowles (1968) pour une plaque rigide circulaire en surface du terrain.

Il convient de noter que certaines valeurs des modules de déformation rapportées par Kasliwal ne correspondent aucunement aux courbes obtenues des essais et présentées en graphique ; cette anomalie rend l'interprétation difficile et la conclusion douteuse.

Koopmans, Marsland et Butler, Rocha Filho et Saxena *et al.* font tous mention de la relation dérivée de Boussinesq pour

le calcul du module de déformation sous une charge uniformément distribuée en surface d'un milieu homogène et isotrope et expriment cette relation avec quelques différences dans la désignation des paramètres et la formulation. Le tableau ci-dessous présente les différentes formulations rapportées par ces auteurs et à droite du tableau, les mêmes équations ramenées à une expression commune.

Tableau 4.1.2

Auteur	Equation de l'auteur	Expression commune
KOOPMANS	$E = \frac{2ap(1-\nu^2)}{\rho}$ <p>avec :</p> <p>a = rayon de plaque p = pression ρ = tassement sous la pression p</p>	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,637$ <p>P = charge totale</p>
MARSLAND et BUTCHER	$E = \frac{B(1-\nu^2)}{4} \cdot \frac{q}{\rho} \cdot f \cdot \frac{z}{D}$ <p>avec :</p> <p>B = diamètre de la plaque ρ = tassement sous la pression q f $\frac{z}{D}$ = facteur de profondeur (égal 1.0 en surface)</p>	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$
ROCHA FILHO	$E = \frac{q \cdot D}{\rho} \times \frac{\pi}{4} \times (1-\nu^2)$ <p>avec :</p> <p>D = diamètre de la plaque</p>	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$
SAXENA <i>et al.</i>	$E = \frac{1.12 \pi pb(1-\nu^2)}{2S}$ <p>avec :</p> <p>S = tassement sous la pression p b = demi côté d'une plaque carrée</p>	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$ <p>avec :</p> $R = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \cdot b$ <p>égal au diamètre d'une plaque circulaire de même surface</p>

On constate à l'examen de ce tableau que toutes les expressions sont identiques, à l'exception de celle de Koopmans qui conduit à une surévaluation du module de déformation de 27 % par rapport aux valeurs calculées suivant l'expression unanime des trois autres auteurs. Cette dernière expression concorde également avec celle suggérée par Egorov (1965) pour une plaque annulaire. En effet, pour un rapport du rayon intérieur au rayon extérieur égal à zéro, soit une plaque sans trou, Egorov suggère un facteur $w_{(n)} = 0,5$ affectant une équation de forme semblable à l'expression commune du tableau ci-dessus.

L'équation utilisée par Koopmans pour le calcul du module de déformation dans un essai de plaque annulaire fut empruntée de Benson, Murphy et McCreath (1970) et peut être ramenée à l'expression commune affectée d'un facteur de 0,56 (au lieu de 0,5) pour un rapport du rayon intérieur au rayon extérieur de 0,14. Pour le même rapport des rayons, le facteur proposé par Egorov est de 0,50 pour le calcul du tassement sous un point de l'anneau. Dans ce cas-ci, les expressions de Koopmans et d'Egorov sont pratiquement en accord.

Dans sa communication, Rozsypal rapporte avoir fait usage de l'équation de Schleicher pour le calcul des modules de

déformation et d'élasticité. Toutefois, aucune formulation n'est présentée et ne peut être comparée ici avec les autres expressions mentionnées ci-dessus.

Dans l'analyse des résultats d'essais de chargement sur plaque, si on fait l'hypothèse que le sol ou la roche est homogène alors qu'en réalité son module de déformation croît en profondeur, on calculera en utilisant les équations précitées, un module de déformation dont la valeur correspondra à une moyenne pondérée des contraintes dans la zone d'influence de l'essai. Si, par la suite, on tente d'extrapoler ce résultat pour prévoir le tassement d'un ouvrage ou d'une fondation de plus grande dimension, influençant le milieu en plus grande profondeur, on obtiendra alors une valeur surestimée du tassement. Cette approche étant conservatrice, l'ingénieur s'en satisfait généralement.

Saxena *et al.* ainsi que Rocha Filho, ont tenté d'améliorer l'analyse de leurs résultats d'essais en prenant en compte l'augmentation en profondeur du module d'élasticité du sol ou de la roche. Saxena propose la modification suggérée par Burmister (1962) pour optimiser la détermination du tassement sous une fondation à partir des résultats d'essais de chargement sur deux plaques de dimensions différentes, soit 30 et 60 cm. La méthode de Burmister permet d'appré-

cier une augmentation $\delta E/\delta z$ du module de déformation avec la profondeur.

Rocha Filho, en conformité avec l'approche de Burmister et d'autres chercheurs, tente d'évaluer l'augmentation du module de déformation en profondeur pour un milieu constitué de sols résiduels semi-infinis, en analysant les tassements sous trois plaques de grandeurs différentes, soit 40, 80 et 160 cm, ou les tassements observés à l'extérieur de la plaque lors d'un seul essai.

Ces tassement extérieurs doivent toutefois être mesurés avec une très grande précision, de l'ordre du 0,001 mm, si l'on désire les utiliser pour calculer la position du centre de tassement afin d'en déduire l'accroissement du module en profondeur avec suffisamment de confiance.

Dans certaines circonstances, particulièrement avec les sols faciles à excaver, il peut être plus pratique de simplement effectuer des essais de chargement à différentes profondeurs en utilisant toujours la même plaque et le même système de réaction pour ensuite en déduire le module de déformation à chaque niveau et sa variation en profondeur.

Une autre hypothèse importante faite dans l'établissement du modèle mathématique conventionnel pour le calcul du module de déformation est que le sol ou la roche est isotrope. Or, il est évident que l'alternance de couches de matériaux différents ou la présence d'une schistosité marquée introduit une anisotropie certaine. Martinetti et Ribacchi ont tenté de déterminer le rapport d'anisotropie des modules à l'aide d'essais de plaques effectués en tunnels d'exploration et orientés parallèlement et perpendiculairement à la schistosité de roches métamorphiques. Ils comparent les résultats des essais *in situ* avec ceux d'essais de laboratoire sur des échantillons carottés. Les résultats des essais *in situ* furent interprétés à l'aide des expressions conventionnelles pour milieu isotrope. En accord avec les auteurs, il faut dire que cette méthode introduit des erreurs d'importance inconnue dans les valeurs calculées des modules de déformation E_1 et E_3 lesquels correspondent à des directions perpendiculaires l'une à l'autre.

Les modules de déformation ainsi obtenus sont toujours supérieurs à ceux déduits des essais triaxiaux en laboratoire sur des échantillons affectés par la présence de microfissures. Le rapport d'anisotropie (E_1/E_3) *in situ* est peu variable en fonction du niveau de contrainte mais sa valeur réelle risque d'être bien différente de la valeur moyenne rapportée de l'ordre de 1,5 à cause de l'erreur inhérente au calcul des modules.

Les essais de chargement radial effectués en forages par Takeuchi et Tanaka constituent une approche des plus valables pour la détermination des modules de déformation de la roche lorsque cette dernière est difficilement accessible pour des essais de chargement en surface, comme dans le cas des traversées de rivières. La variation des modules obtenus des essais de chargement radial est comparée à celle d'autres caractéristiques physiques, telles que densité, diamètre de forage, fissuration, vitesse sismique et module dynamique déduit d'essais géophysiques en forage. Un système de classification de la roche en découle qui fait intervenir le degré de fissuration, la dureté de la roche et son état d'altération en fonction du module de déformation déduits des essais de chargement radial.

Dans le but d'évaluer l'effet du temps sur les paramètres de déformation d'un granite très altéré, Takeuchi et Tanaka ont de plus effectué des essais de chargement sur plaque de longue durée. Des modules de déformation ont aussi été calculés pour ces essais mais les auteurs n'indiquent pas la méthode utilisée. En comparant les modules de déformation déduits des essais de plaque (E_{p1}) à ceux des essais

de chargement radial en forage (E_b), on constate que le rapport des modules E_{p1}/E_b est de l'ordre de 4 pour des valeurs faibles de E_b (environ 1 000 kg/cm²) décroissant à 1 pour des valeurs élevées de E_b (supérieures à 10 000 kg/cm²). Ce rapport variable entre E_{p1} et E_b est-il attribuable à des effets d'anisotropie ou est-il inhérent aux méthodes de chargement et de calculs utilisées ? Il aurait été intéressant que les auteurs se prononcent sur ce point.

4.1.6. Capacité portante et tassement des fondations

Les essais de chargement sur plaque sont souvent effectués dans le but d'aider l'ingénieur à concevoir une fondation sur semelle conventionnelle qui ne subira aucun tassement inacceptable sous une charge donnée. Le tassement maximal permis étant fixé, il ne restera qu'à choisir les dimensions de la semelle en relation avec la courbe effort-déformation déterminée à partir des essais de chargement sur plaque.

Dans le cas de matériaux cohésifs pour lesquels il est raisonnable d'admettre une valeur à peu près constante du module de déformation en profondeur, on déduit des relations mathématiques conventionnelles vues au chapitre précédent que les tassements seront directement proportionnels à la dimension de la semelle suivant l'expression :

$$S_f = S_{p1} \frac{B_f}{B_{p1}}$$

où S_f est le tassement d'une fondation de longueur B_f et S_{p1} est le tassement d'une plaque de dimension B_{p1} .

Cette relation bien connue a été utilisée à profusion jusqu'à présent et le sera probablement encore beaucoup. Chin l'applique directement en se servant des résultats d'essais de plaque bilatéraux et cite deux exemples d'utilisation pour la conception de fondations sur semelles isolées supportant des édifices lourds en Malaisie.

Saxena *et al.* mentionne aussi que cette même relation reliant le tassement à la dimension de la fondation sur sols cohésifs est également adoptée par le Code de pratique indien.

Dans le cas de matériaux granulaires, pour lesquels le module de déformation est susceptible de croître en profondeur, Terzaghi (1955) a proposé une relation empirique qui tient compte indirectement de cet accroissement et du confinement. Elle fut par la suite modifiée par plusieurs auteurs pour prendre en compte l'indice de densité relative du matériau granulaire, la nappe phréatique, etc. (Arnold, 1980). L'expression de Terzaghi se traduit comme suit :

$$S_f = S_{p1} \left[\frac{2 B_f}{B_f + B_{p1}} \right]^2$$

L'expression présentée par Saxena *et al.* omet l'exposant 2 qui affecte cette relation, et il semble que la comparaison des calculs faits à l'aide de cette expression soit inexacte, tel qu'illustrée par la figure 3 de leur communication.

Les essais de chargement sur plaques ayant permis de déterminer le module de déformation et sa variation en profondeur, il devient possible d'extrapoler les tassements de fondations de largeur B_f , soit en utilisant la méthode de Burmister, soit en établissant une valeur pondérée du module en fonction des contraintes, soit en ayant recours à des méthodes plus sophistiquées comme celle des éléments finis (Takeuchi et Tanaka).

Il importe de souligner, et ceci s'applique surtout aux essais

sur la roche, qu'une bonne proportion des tassements observés durant les essais de chargement sur plaque provient de la fermeture des discontinuités ; aussi, les modules déduits du chargement initial et non de la courbe de déchargement doivent être utilisés dans les calculs de tassement de fondations établies sur cette roche (Marsland et Butcher). De plus, l'extrapolation des résultats d'essais de plaque à la prévision du tassement de fondations d'un ouvrage doit, pour être valable, être précédée d'une comparaison des conditions géologiques du matériau immédiatement sous la plaque avec celles prévalant en plus grande profondeur au site de l'ouvrage. L'examen détaillé du matériau compris dans la zone d'influence de l'essai constitue la phase finale essentielle d'un tel essai de chargement sur plaque (Rozsypal).

Enfin, en accord avec Saxena *et al.*, il faut réaliser que le meilleur calibrage des différentes expressions utilisées pour analyser les essais de chargement et l'extrapolation qui en est faite, viendra de l'observation du comportement des ouvrages et de l'étude de ces données.

Sous-thème 4.2. : Essais de chargement en vraie grandeur

4.2.1. Remblais d'essai

Les essais de laboratoire, en si grand nombre soient-ils et combinés ou non avec des essais de chargement sur plaques, peuvent s'avérer bien insuffisants dans certains cas pour permettre au concepteur de prévoir le comportement d'un ouvrage de grande envergure. Bien souvent, la complexité de la stratigraphie et des caractéristiques du sol ou de la roche de fondation laisse peu de choix au concepteur, sinon celui d'effectuer un essai de chargement en vraie grandeur pour déterminer le comportement de la fondation sous des charges données. Les remblais d'essais constituent le plus souvent le moyen le plus facile de réaliser ces chargements, même s'ils impliquent des coûts toujours élevés en terme de matériaux, d'appareils d'auscultation et de temps d'ingénierie. Pour cette raison, on cherchera à les incorporer dans l'ouvrage projeté, ou du moins à utiliser les matériaux sur le site du projet à la fin de l'essai, ou encore à utiliser le remblai comme préchargement.

Les travaux préparatifs à un remblai d'essai commenceront par une reconnaissance détaillée des conditions géotechniques et géologiques du sol ou de la roche de fondation. La stratigraphie du terrain devra être déterminée sur toute l'aire de chargement (non pas seulement au centre) et les essais en forage ou autres sondages *in situ* combinés aux essais de laboratoire permettront de faire une prévision de certains comportements, tels les tassements, les pressions interstitielles et les déplacements latéraux, sous l'application d'une charge d'essai donnée. Cette première analyse guidera le choix du nombre et de la position des instruments d'auscultation. A ce stade de la planification, il faudra établir clairement les paramètres que l'on désire déduire des résultats de l'essai et prévoir le programme de construction du remblai, la sensibilité des appareils et la fréquence de lectures de ces derniers qui permettront d'y arriver. Brown et Burland discutent ce sujet et présentent quelques exemples d'interprétation rattachés particulièrement à la détermination des modules de déformation E et au coefficient de consolidation c_v pour des fondations multi-couches. Il faut toutefois ne pas être trop ambitieux sur cet aspect de l'interprétation : on peut toujours par calculs faire une prévision de tassement au 0,1 mm près (il est douteux toutefois qu'elle soit réaliste à plusieurs centimètres ou même décimètres près), mais la mesure de ce tassement avec une précision du $\pm 0,1$ mm (nécessaire à une

juste évaluation d'un paramètre), implique la mise en œuvre de systèmes et d'appareils de très grande précision qui sortent de la pratique courante en chantier.

La mise au point d'appareils de plus en plus précis sera toujours très profitable à la profession. Par exemple, l'Extensofor décrit par Davesne *et al.* permet de déterminer un profil de tassement en profondeur avec une précision supérieure à la plupart des appareils couramment disponibles. En effet, les auteurs prétendent que la sonde Extensofor permet de mesurer la variation d'entraxe de deux bagues successives avec une précision de quelques centièmes de millimètre sur un tassement mesurable d'environ 80 mm par base de mesure. Une telle précision s'approche des exigences souhaitées par Brown et Burland.

Il est opportun de mentionner ici qu'il est toujours préférable de référer les mesures de tassement faites à l'aide d'appareils de type inclinomètre ou Extensofor à un point fixe établi à la base du tube dans un substratum considéré comme incompressible par rapport aux couches sus-jacentes. Cette précaution, qui exige de pouvoir prolonger le tube de mesures jusqu'à ce niveau incompressible, élimine le besoin de procéder à des nivellements de surface qui ont rarement la précision souhaitée.

Le cas présenté par Brown, Calabresi et Manfredini est typique d'une situation où il aurait été difficile de faire autrement que de construire un remblai d'essai au site d'un barrage en terre pour déterminer la compressibilité et les pressions interstitielles d'un sol volcanique très hétérogène, constitué de couches irrégulières d'argile et silt, de sable et silt, de sable fin et grossier, et de silt argileux. Dans de telles circonstances, il est à peu près impensable, même à l'aide d'une instrumentation considérable et variée comme dans ce cas, de pouvoir apprécier séparément les paramètres géotechniques des différents sols de fondation. Aussi, les auteurs ont dû développer un modèle pseudo-homogène pour analyser les observations de tassement et de pression interstitielle dans le but d'en dériver les paramètres du sol de fondation (module E , coefficient de consolidation c_v et de pression interstitielle u_a) nécessaire à la prédiction du comportement de l'ouvrage définitif. La méthode d'analyse est simple et sommaire pour la détermination de E et u_a , mais on procède par tâtonnement pour la détermination de c_v . Il est regrettable qu'un remblai d'essai de cette envergure (22 m de hauteur) n'ait pas fait l'objet d'une analyse plus poussée des observations de comportement ni de comparaison entre les paramètres ainsi déterminés et les essais de laboratoire.

Horn a analysé le comportement "tassement f (temps)" de six remblais d'essais bâtis sur des dépôts d'argile molle en quatre endroits différents du globe, en vue d'en déduire une méthode de prédiction du tassement et du temps correspondant à 100 % de consolidation. La méthode proposée fait grand usage de construction graphique et est relativement simple ; elle fait intervenir la vitesse de tassement et sa réciproque en fonction du temps pour déterminer le tassement ultime S_{100} et le temps correspondant T_{100} . A partir de cette dernière valeur, le calcul du coefficient de consolidation c_v se fait à l'aide des expressions bien connues de la théorie de consolidation de Terzaghi. Les valeurs de c_v ainsi obtenues sont comparées à celles déduites des essais oedométriques de laboratoire pour deux sites seulement.

Comme pour ces deux cas, les valeurs de c_v obtenues en chantier sont de 10 à 200 fois plus élevées que celles du laboratoire, il fallait d'ailleurs s'y attendre, l'auteur conclut que les valeurs de c_v déduites d'essais oedométriques sont inutiles et qu'il faudrait toujours procéder par remblais d'essai pour effectuer la prédiction du tassement en fon-

tion du temps. Cette méthode est peut-être fiable, tel qu'indiqué par des mesures ultérieures d'ouvrages définitifs, mais elle est très coûteuse et n'est toutefois par la seule alternative, puisque le temps de consolidation peut aussi être calculé à partir de la perméabilité et de la compressibilité de l'argile en tenant compte de la variation de ces paramètres durant la consolidation. Bien sûr, il sera également important de faire intervenir la stratification du dépôt pour évaluer les longueurs de drainage, ce qui est automatiquement pris en compte par la méthode avancée par Horn. Ce dernier propose aussi une méthode de calcul de la compressibilité d'un dépôt sous une pression donnée et un module d'élasticité correspondant. Les résultats amènent l'auteur à conclure que toutes les argiles étudiées ont une compressibilité peu variable dont la valeur moyenne s'établit autour de $1,25 \text{ MN/m}^2$. On doit alors supposer que tous les dépôts sont normalement consolidés ; pourtant, l'indice de liquidité varie de 0,6 à 2,0 ce qui est peu compatible avec la première hypothèse. Il aurait été souhaitable de trouver dans cette communication plus d'informations sur l'état de surconsolidation des argiles. Enfin, il faut souligner que les méthodes proposées par Horn sont simples d'application et possèdent une saveur très "construction" fort attrayante pour le praticien.

Les remblais d'essai sont généralement réalisés afin d'établir les caractéristiques de compressibilité et de consolidation du sous-sol en vue de la conception d'ouvrages importants. Moura Filho, Koshima et Kavamura présentent un cas inusité d'un remblai d'essai construit dans l'eau et soumis à une baisse rapide du niveau d'eau en vue d'étudier l'effet d'une vidange rapide sur la stabilité d'une digue à construire dans de semblables conditions. Les sols de fondations sur le site sont principalement constitués d'argile organique très molle contenant des inclusions de sable et silt, parfois de gravier. Le matériau de remblai consiste en un sable et silt avec un peu d'argile ; il fut déversé sous l'eau sur une hauteur d'environ 12 à 13 m pour former la base du remblai et ensuite placé à sec sur une hauteur additionnelle de 8 m. Des instruments nombreux et variés furent installés (piezomètres hydrauliques et pneumatiques, repères de déplacement de surface et de tassement en profondeur, inclinomètres, etc.) mais le manque d'information sur leur position et profondeur rend difficile la compréhension des graphiques de comportement durant l'essai. Dans ce cas-ci, l'essai consistait à rabattre le niveau d'eau d'un côté du remblai au taux de 0,5 m par jour (taux critique prévu pour la digue) jusqu'à une baisse totale de 6,6 m. Malheureusement, il semble que les pressions interstitielles de construction dans le remblai même et dans le sol de fondation n'avaient pas encore atteint l'équilibre suite à la consolidation et les niveaux piézométriques enregistrés durant l'essai proprement dit représentaient un double effet très difficile à différencier aux fins d'analyse de stabilité. Il est regrettable que les auteurs n'aient pas davantage discuté les méthodes d'analyses des données, particulièrement pour expliquer comment on peut établir les deux paramètres de résistance c' et ϕ' d'un sol par rétro-analyse de stabilité à partir de mesures de pressions interstitielles non stabilisées. L'essai a toutefois été concluant et a apparemment fourni les informations recherchées en indiquant qu'un remblai ainsi construit pouvait demeurer stable lorsque soumis à un rabattement rapide du niveau d'eau, même si des fissures peu profondes accompagnées de glissements superficiels ont été observées. Il est souhaitable que cet essai d'un type peu courant fasse l'objet d'une autre communication technique plus détaillée.

4.2.2. Préchargement

Les remblais de préchargement ne diffèrent du remblai que par le but ultime visé, soit effectuer une précompression du sous-sol soumis à un chargement légèrement supérieur à la charge de sollicitation des fondations de l'ouvrage projeté. Dans le cas de préchargement, autant que pour le remblai d'essai, les reconnaissances du site et essais de laboratoire constituent toujours un prérequis, et permettent de planifier la durée du préchargement et les appareils d'auscultation pour en suivre le déroulement. On s'intéressera davantage à la compressibilité lors du chargement et au soulèvement lors du déchargement pour en faire la projection des tassements sous l'ouvrage construit au site du préchargement. Ceci accompli, le remblai de préchargement a rencontré son objectif premier, soit la précompression du sol. Mais le géotechnicien ne peut résister à la tentation de déduire du comportement durant préchargement certaines caractéristiques du matériau de fondation pour les comparer à celles tirées des reconnaissances et du laboratoire. C'est là que le remblai de préchargement devient un remblai d'essai, qui permettra au même titre que ce dernier, d'enrichir l'expérience de l'ingénieur.

Davesne, Bordes, Bouvard, Dupas et Levebvre ont présenté un cas intéressant de préchargement par remblai de 8 à 12 m de hauteur en mettant l'accent sur la description de la sonde Extensofor utilisée pour la mesure des tassements. Cet appareil est un extensomètre continu en forage comprenant des bagues métalliques équidistantes d'un mètre et dont la variation d'entraxe est mesurée à l'aide d'une sonde à capteurs inductifs. La bague inférieure est fixée dans la roche solide, jugée incompressible, et le tassement du terrain en tout point de la fondation est obtenu par cumul des déplacements relatifs à la bague inférieure. Ceci constitue une caractéristique très désirable pour un tel instrument. La précision rapportée de quelques centièmes de millimètre pour la mesure de variation d'entraxe de deux bagues successives en fait probablement l'appareil le plus précis du genre. Les auteurs présentent la méthode d'analyse suivie pour le calcul du tassement en utilisant un modèle hyperbolique de simulation de la relation effort-déformation et comparent les résultats aux observations. Vu la forme particulière de l'ensemble des remblais de préchargement (remblai annulaire autour d'un remblai central tronçonné), il y a lieu de s'interroger sur la méthode d'évaluation des contraintes en profondeur. De plus, l'interprétation des courbes de tassement en fonction de la profondeur laisse soupçonner que la bague présumée fixe à la base du tube extensométrique a pu avoir tassé, le décollement de la courbe semblant relativement abrupte.

L'excellente décision, rapportée en conclusion par Davesne *et al.*, d'équiper définitivement les forages existants pour poursuivre l'auscultation durant la durée de vie des ouvrages définitifs fournit l'exemple d'un souhait qu'il faudrait tenter de réaliser chaque fois que l'occasion s'y prête. En effet, l'auscultation et l'interprétation des données de comportement des ouvrages dans le temps constituent le prolongement normal des essais de chargement et l'étalonnage le plus significatif de nos tentatives de compréhension et de simulation du comportement des sols ou de la roche en place.

4.2.3. Chargement d'ouvrages finis

Une discussion des essais en vraie grandeur ne saurait être complète sans traiter des essais de chargement effectués sur des fondations existantes ou sur l'ouvrage entier. Ces essais peuvent être faits à titre préventif, c'est le cas du

préremplissage de grands réservoirs, comme outil d'investigation pour optimiser la capacité portante d'une fondation existante ou en vue de confirmer la validité d'un modèle de calcul ou des paramètres adoptés pour la conception de l'ouvrage.

Le préremplissage d'un grand réservoir avec de l'eau est un essai routinier effectué dans le but premier de s'assurer de l'étanchéité du réservoir. Cet essai constitue en même temps un préchargement du sol de fondation. Bien sûr, à ce stade de l'avancement du projet, on aura atteint un degré de confiance dans la prévision du comportement de l'ouvrage suffisant pour ne pas en risquer la rupture et le propriétaire se satisfera généralement de la confirmation de l'étanchéité du réservoir. Toutefois, l'observation du comportement durant le remplissage apporte au concepteur les éléments de vérification des méthodes de calculs choisies et des paramètres incorporés. Cette rétro-analyse des observations permettra aussi d'ajuster le tir pour les prochaines conceptions d'ouvrages semblables. Or, comme ces réservoirs sont souvent construits en groupe, les observations faites sur le premier ne risquent pas d'être inutiles.

Egeli, Erol et Ruwaih présentent et analysent les observations de tassement durant le remplissage d'essai d'un réservoir de 90 m de diamètre construit sur un dépôt stratifié de sols granulaires de compacité dense à très dense, renfermant une couche de 2,5 m de sable fin silteux lâche à faible profondeur. La pleine charge du réservoir de 16,1 m de hauteur est de 163 kPa et fut appliquée à taux constant de 2 m/jour avec arrêt à 1/4, 1/2, 5/8, 3/4, 7/8 de la pleine hauteur. On peut facilement comparer cet essai à celui d'un essai de plaque de grand diamètre. Le tassement fut mesuré sur le périmètre du réservoir à 10 m d'intervalle et à l'intérieur du périmètre par l'intermédiaire des colonnes. Il est regrettable toutefois que des repères de tassement, situés sous le contact de la couche dite compressible, n'aient pu être installés afin d'isoler le tassement de cette couche. Les mesures de tassement, variant du simple au double sous un chargement égal, témoignent de l'hétérogénéité des caractéristiques des sols naturels, même à l'intérieur d'une aire relativement petite de 90 m de diamètre et possédant une stratigraphie plutôt simple et régulière.

La prévision des tassements avait été faite sur la base des indices N de l'essai de pénétration standard et des résistances en pointe de l'essai de pénétration statique. Au profit de ceux intéressés aussi par le thème 5 de ce symposium, il est intéressant de mentionner que ces essais ont confirmé la relation établissant aux environs de 4 à 6 le rapport entre la résistance en pointe (kg/cm^2) et l'indice N sauf pour la couche de sable lâche où le rapport est de l'ordre de 10 (Sanglerat 1972).

Les tassements calculés à l'aide des indices de pénétration N par la méthode de Schultze et Mensenbach (1961) ont été confirmés par les observations au centre du réservoir, mais sous-estimés sur le périmètre du réservoir où ils ne représentaient que 64 % des tassements observés. La méthode Buisman-De Beer (Tomlinson, 1980) utilisée pour le calcul des tassements à l'aide des résistances en pointe du pénétromètre statique, a fourni des valeurs sur-estimées de 34 % pour les tassements au centre et sous-estimées de 13 % sur le périmètre du réservoir. Compte tenu des limites dans l'exactitude des essais de pénétration et de la variabilité du sol, on ne peut exiger davantage et il est difficile de tirer des conclusions sur cette comparaison des tassements calculés et observés sans pouvoir isoler la compression de la couche responsable de la majorité du tassement. Il semble toutefois que les contraintes calculées au droit du périmètre aient été sous-évaluées. Plus de détails sur les calculs de tassement auraient été bienvenus. L'abondance d'informations fournies à peu de frais par un essai de

préremplissage semblable à celui rapporté par Egeli *et al.* devrait encourager un plus grand nombre de publication de ce genre.

La rénovation de vieux bâtiments pour des fins résidentielles, commerciales ou industrielles implique souvent la réutilisation de charpentes ou structures existantes dont les fondations constituent la plus grande interrogation tant des points de vue géométrie que performance, celles-ci étant bien enfouies et les traces de leur comportement souvent disparues. Les plans de ces fondations sont rarement retrouvés, généralement ils n'ont même jamais existé. Leur mise à nu par excavation en révélera les dimensions, mais si elles reposent sur des pieux ou pilotis, la réponse n'est que partielle.

La communication de Aste rapporte une expérience intéressante dans le cadre d'une opération de rénovation d'une ancienne caserne pour la transformer en centre administratif et commercial. La nature médiocre des sols de fondations était reconnue (anciens marécages) et des difficultés rencontrées lors de la construction des fondations ont pu être identifiées par une recherche d'archives. Après avoir apprécié les modifications de contraintes que pouvaient apporter au niveau du sol les transformations envisagées, il devenait indispensable de déterminer si les nouvelles sollicitations pouvaient être imposées aux anciennes fondations sans danger. Pour ce faire, des essais de chargement ont été mis en œuvre sur une des fondations tout en conservant l'intégrité de la structure existante au-dessus et adjacente à cette fondation. Le chargement fut réalisé à l'aide de vérins plats insérés dans le pilier et l'essai fut d'abord effectué sur la fondation continue puis sur la même fondation rendue discontinue par découpage pour simuler une discontinuité artificielle. L'auteur présente en détail le déroulement des essais et, après analyse des déformations mesurées, conclut que les charges pourraient être accrues localement de 15 % sans déformations appréciables, immédiates ou différées, de la fondation continue.

Il aurait été intéressant d'exploiter les résultats des essais de chargement en regard des paramètres géotechniques obtenus de façon conventionnelle, tout au moins de connaître la nature du sol sous-jacent. Toutefois, il faut admettre, en accord avec Aste, que l'expérimentation exceptionnelle mise en œuvre pour ce projet constituait la seule solution pour en arriver à prévoir de façon fiable le comportement des fondations anciennes sous les sollicitations nouvelles envisagées.

La communication soumise par Chernyshev et Paushkin n'illustre aucun essai de chargement comme tel mais présente un exemple d'utilisation de données tirées de l'auscultation d'ouvrages finis en vue de calibrer une méthode d'évaluation du module de déformation d'un massif rocheux. Les auteurs élaborent une méthode de calcul, dite méthode géologique, qui fait intervenir dans la détermination du module de déformation, plusieurs paramètres tel la fréquence, l'ouverture et l'inclinaison des fissures, le module de déformation de la roche en éprouvette, la contrainte *in situ*, la composition minérale et la dureté de la roche. On admet que tous ces facteurs affectent certainement la compressibilité d'un massif rocheux et plusieurs chercheurs ont tenté déjà de les combiner pour permettre le calcul du module de déformation du massif. La communication de Takeuchi et Tanaka constitue aussi un effort dans ce sens.

Il faut toutefois reconnaître que ces paramètres sont souvent difficiles à évaluer ou à mesurer dans un massif. La démonstration faite par Chernyshev et Paushkin est à caractère théorique dans sa présentation actuelle et ne permet pas malheureusement une application pratique, même

si la comparaison faite avec les modules déduits du comportement de deux barrages importants laisse croire à une certaine validité de la méthode. La comparaison avec des modules obtenus d'essais de plaque ou d'essais pressiométriques, annoncée par les auteurs au début de leur texte, reste introuvable dans la suite de la communication.

Sous-thème 4.3: Essais de cisaillement *in situ*

Quatre communications furent présentées sous ce thème, deux traitant d'essais de cisaillement sur des sols et deux autres décrivant des essais de cisaillement de la roche ou du contact roc-béton. Même si ces derniers ont été effectués en souterrains et devraient plutôt se rattacher au thème 6, ils ont été retenus pour discussion dans ce rapport à cause de leur similitude avec les essais de surface.

4.3.1. Montage et application des charges

Essais sur sols

Lorsque les sols dont il faut déterminer les caractéristiques contiennent des éléments grossiers et dont la forme et la disposition des grains impliquent une anisotropie certaine, les essais de laboratoire sont généralement inappropriés comme solution et le géotechnicien doit recourir aux essais *in situ*. Ayant à déterminer les paramètres de cisaillement d'alluvions grossières de forme aplatie, pour l'étude de stabilité de talus de 120 m de hauteur autour d'une mine à ciel ouvert, Romana et Simic ont choisi d'effectuer des essais de cisaillement direct en place à l'aide de montages astucieux qui ont permis de forcer les plans de rupture suivant trois inclinaisons différentes, soient 0° avec l'horizontale (neuf éprouvettes), 30° avec l'horizontale (neuf éprouvettes) et 60° avec l'horizontale (quatre éprouvettes) par chargement d'un coin d'une berme verticale.

Les éprouvettes furent taillées suivant un bloc de 80 x 80 cm de section transversale pour les essais de cisaillement sur le plan horizontal, 70 x 60 cm pour ceux inclinés à 30° et 50 x 100 cm pour les essais sur berme verticale. Les alluvions grossières à faible teneur en particules fines ont dû causer des problèmes de profilage des éprouvettes et d'installation du cadre périmétral à cause d'un manque de cohésion du matériau et de la dimension importante (plus de 100 mm) des plus gros éléments. Toutefois, les auteurs sont muets sur ce point critique du montage.

La charge verticale fut appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique placé sur un couvercle au-dessus de l'éprouvette et appuyé contre la lame d'un bulldozer. Des rouleaux placés entre le couvercle et la base du vérin permettaient le mouvement horizontal du bloc pendant l'essai sans transmission de forces horizontales. Un tel montage exige toutefois des ajustements constants en cours d'essais pour garder constante la charge verticale qui varie en plus ou en moins suivant la dilatation ou la compression de l'éprouvette durant le cisaillement.

Quand à la charge de cisaillement, elle est appliquée à l'aide d'un vérin incliné d'un angle calculé pour que la force transmise passe par le centre du plan de rupture au même point que la charge verticale. Cette précaution assure une contrainte verticale uniforme sur tout le plan de rupture et évite les effets de rotation ou de flexion. Cette pratique est donc fortement recommandée. La méthode de mesure de l'intensité de la charge de cisaillement n'est pas indiquée par les auteurs, et on déduit qu'elle est faite à l'aide d'un manomètre installé sur le circuit hydraulique du vérin, avec les imprécisions éventuelles que comporte cette méthode, tel que discuté déjà pour les essais de chargement sur plaque.

Les déformations verticales et horizontales furent mesurées

à l'aide de six comparateurs attachés à des supports rigides enfoncés dans le sol suffisamment loin (mais les auteurs ne précisent pas davantage) de la boîte pour être fixes. Il semble qu'un écart égal à 3 fois la dimension de l'éprouvette ne serait pas exagéré.

Après avoir saturé l'éprouvette si requis, et appliqué la charge verticale, la charge de cisaillement fut augmentée par paliers (encore aucune précision) successifs jusqu'à la rupture, considérée atteinte lorsque le maintien de la charge d'un palier exige un pompage continu sans stabilisation des comparateurs. L'essai fut prolongé au-delà de la rupture en vue de déterminer les paramètres "résiduels". L'examen du plan de rupture après l'essai constitue une pratique fort recommandable puisqu'elle peut permettre de déceler les causes d'anomalies et de mieux interpréter les résultats de l'essai.

La complexité apparente du montage décrit ci-dessus fait contraste avec la simplicité du système décrit par Brand, Phillipson, Barrie et Clover pour soumettre les sols résiduels de Hong Kong à des essais de cisaillement en place. Ces sols résiduels, résultant de la décomposition totale ou partielle de la roche mère granitique ou volcanique, sont à grains relativement fins et permettent l'usage d'appareillage plus léger. Mais s'ils sont à grains fins, pourquoi les essais de laboratoire ne seraient-ils pas suffisants pour en déterminer les paramètres de résistance au cisaillement ? Les auteurs apportent cinq raisons pour expliquer leur peu de confiance dans les essais triaxiaux effectués sur ces sols et pour justifier les essais *in situ*. En bref, ils reprochent aux essais triaxiaux a) de suivre un cheminement de contrainte bien différent des conditions de rupture *in situ* ; b) d'appliquer des pressions de confinement trop élevées par rapport à celles prévalant dans les talus et ainsi d'en arriver à sous-estimer la résistance réelle des sols en place ; c) de saturer l'échantillon au-delà des conditions de chantier et provoquer une réduction de la résistance ; d) de ne pouvoir compenser un remaniement inévitable de l'échantillon et donc une perte de résistance et ; e) de n'être représentatifs que de la partie fine des sols en place plus hétérogènes, et ainsi sous-estimer la résistance réelle. Ce dernier point constitue un handicap majeur pour les sols résiduels moins décomposés.

Les auteurs ont donc opté pour l'essai de cisaillement direct en chantier qui simulerait davantage le mode de cisaillement observé dans les glissements de Hong Kong. L'appareil décrit par Brand *et al.* se compare étrangement à un appareil de cisaillement direct de laboratoire, sauf que la boîte de cisaillement constituée de deux parties de 15 cm de hauteur chacune, est descendue autour d'une colonne de sol intact de 30 cm x 30 cm de section transversale. Le bâti d'essai a une longueur totale de 1,75 m et une largeur de 0,4 m; son poids total de 98 kg après assemblage des composantes le rend facilement transportable par une personne.

La charge verticale est appliquée à l'aide de billes de plomb contenues dans des sacs de 1,0 kg chacun et pouvant être accumulés au-dessus de l'éprouvette pour créer une contrainte verticale constante durant l'essai et d'intensité maximale de 30 kPa.

La force de cisaillement est appliquée à l'aide d'un vérin à vis sur la partie supérieure de la boîte de cisaillement par l'intermédiaire d'un anneau de charge permettant la mesure de la force dont l'intensité peut atteindre 6,3 kN. Elle est appliquée horizontalement et le moment de renversement ainsi créé risque de faire soulever la partie supérieure de la boîte à moins que cette dernière ait été conçue pour en empêcher la rotation. Les auteurs ne donnent aucune précision sur cet aspect de la conception de la boîte.

Les engrenages du vérin mécanique sont entraînés par un moteur électrique à vitesse variable permettant de régler le taux de déplacement entre 0,05 et 1,0 mm/minute. Il s'agit donc dans ce cas d'un essai à taux de déformation constant et la lecture des comparateurs est prise à chaque minute durant l'essai. D'après les informations fournies par les auteurs, il semble qu'un essai peut être réalisé en moins de 24 heures environ à partir du début de l'excavation de la tranchée d'essai jusqu'au démontage du bâti, incluant la période de consolidation. Cette durée totale est relativement courte et met en évidence la simplicité du montage. Il y a quand même lieu de s'interroger sur la nécessité d'effectuer ces essais *in situ* alors que les mêmes essais pourraient être réalisés en conditions contrôlées de laboratoire sur des blocs de même dimension taillés en chantier puis profilés en laboratoire où les essais pourraient être effectués sur des plans autres qu'horizontaux. La sensibilité au remaniement des échantillons peut toutefois être un argument décisif en faveur des essais de chantier.

Les deux cas décrits par Romana et Simic et par Brand *et al.* témoignent de la diversité des montages généralement mis en œuvre pour de tels essais. En effet, on constate qu'ils seront grandement affectés par la nature des sols et les dimensions des particules, par l'orientation du plan de cisaillement suivant lequel on désire provoquer une rupture, par les accès aux sites d'essais, par la fréquence d'utilisation du montage et certainement aussi par les moyens financiers disponibles.

Essais sur la roche

Les communications présentées par Sharma et Joshi et par Mei et Kang décrivent deux montages à peu près semblables pour réaliser des essais de cisaillement de la roche ou du contact béton-roche à l'intérieur de tunnels d'exploration. Dans les deux cas, la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du roc et du contact béton-roche est reliée à la conception de barrage en béton.

Les essais de Sharma et Joshi furent effectués sur des ardoises et la section transversale de l'éprouvette ciselée à la main fait 60 cm × 60 cm alors que ceux de Mei et Kang impliquent des schistes à chlorite micassés taillés pour offrir une aire de cisaillement égale à 50 × 50 cm. Pour les essais du contact roc-béton, la surface de la roche est aplaniée suffisamment pour réduire la hauteur des aspérités à moins de 1 cm (Sharma et Joshi) ou entre 1 à 1,5 cm (Mei et Kang), l'aire de contact étant de 50 × 50 cm dans le premier cas et 50 × 60 cm dans le second.

La différence la plus marquée entre les deux montages réside surtout dans le fait que l'éprouvette de Mei et Kang est confinée dans une épaisse couche de béton armé qui offre sûrement l'avantage de mieux distribuer les forces de cisaillement appliquées sur une face. Dans les deux cas, la charge normale au plan de rupture est transmise au plafond du souterrain à l'aide d'un vérin hydraulique et d'un roulement à billes pour permettre le libre mouvement horizontal. En plus, un joint sphérique est utilisé par Sharma et Joshi pour garantir la verticalité de la charge en cas de mouvements différentiels. Aucune des deux communications ne parle d'ajustements requis pour maintenir la charge verticale constante durant le cisaillement.

Dans les deux cas, la force de cisaillement est transmise par un vérin hydraulique incliné pour s'assurer que la résultante des forces passe par le centre de la surface de cisaillement. En l'absence de détails, il faut croire que la charge est calculée sur la base de mesures de pression indiquée par des manomètres branchés sur le circuit hydraulique. La précision d'un tel système de mesure risque d'être faible et a déjà été commentée ailleurs dans ce rapport.

Le montage de Sharma et Joshi comporte huit comparateurs pour la mesure des déplacements verticaux et horizontaux avec une précision de ± 0.01 mm alors que l'arrangement de Mei et Kang en contient douze distribués aux quatre coins de l'éprouvette un peu au-dessus du plan de cisaillement pour mesurer les déplacements absolus et relatifs. Ce dernier arrangement semble préférable à celui de Sharma et Joshi mais implique un très grand nombre de lectures pour chaque point de mesure.

Il est intéressant de comparer les critères adoptés pour vérifier la fin de la consolidation avant le cisaillement. Sharma et Joshi considèrent que la consolidation est complétée lorsque le taux de tassement devient inférieur à 0,05 mm par 15 minutes alors que l'autre groupe fait preuve d'une plus grande patience en attendant que le taux de déformation soit réduit à 0,01 mm/heure avant de procéder au cisaillement.

Dans les deux cas, la force de cisaillement est appliquée par accroissements successifs ; Sharma et Joshi ont choisi des accroissements de 1/10 de la charge normale, lesquels sont réduits en approchant de la rupture. Mei et Kang ne donnent pas de précision sur ce point.

4.3.2. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement

Les résultats d'essais de cisaillement direct se traduisent généralement par la détermination des deux paramètres suivants : la cohésion effective c' et l'angle de frottement interne ϕ' . Ce dernier paramètre peut être défini pour correspondre à différentes résistances du matériau par rapport à la mobilisation des contraintes tangentielles, soit la résistance à la limite élastique, ou les résistances maximales et résiduelles. On peut rechercher l'effet sur ces paramètres de la granulométrie des sols, de leur teneur en eau et de l'obliquité du plan de rupture par rapport à l'orientation des grains ou de la schistosité de la roche. Dans le cas de la roche, le paramètre recherché peut se définir simplement en terme de résistance ultime au cisaillement direct.

Le calcul des contraintes tangentielle et normale au plan de rupture d'une éprouvette soumise à un cisaillement direct laisse peu de choix de formulation et ne pose aucun problème, particulièrement lorsque les déplacements sont faibles par rapport à la dimension de l'éprouvette. Les résultats de ces calculs de contraintes normales et de contraintes tangentielles sur le plan de rupture sont mis en graphique dans un diagramme de Mohr et les paramètres c' et ϕ' en sont déduits. Contrairement aux essais de laboratoire sur de petites éprouvettes, les résultats d'essais de chantier sont généralement plus dispersés à cause de l'hétérogénéité inhérente aux matériaux naturels en place, surtout lorsqu'ils contiennent des éléments grossiers. Aussi faut-il être prudent pour ne pas tracer la droite Mohr-Coulomb par deux points seulement et on trouvera souvent que plus de trois points sont requis pour définir la courbe.

Les essais de Romana et Simic sur des alluvions grossières et de forme plate ont permis de démontrer le comportement anisotrope du matériau, que sa résistance diminuait avec une chute de la teneur en eau et que les paramètres (cohésion et angle de frottement) étaient fonction du niveau de contrainte. Les auteurs affirment avoir effectué des essais de cisaillement en laboratoire sur des échantillons intacts des sols les plus fins dans le but de comparer leurs résultats avec ceux des essais *in situ*. Il est regrettable que cette comparaison ne soit pas présentée dans leur communication.

Dans le cas des essais effectués sur les sols résiduels de Hong Kong, Brand *et al.* ont obtenu des paramètres de

résistance au cisaillement toujours supérieurs à ceux dérivés des essais de laboratoire pour les sols résiduels hautement décomposés (grade IV). De plus, ils semblent avoir prouvé leur conviction à l'effet que les essais triaxiaux sous-estimaient les paramètres de résistance des sols plus homogènes dérivés de la décomposition complète du granite (grade V). Toutefois, les essais effectués *in situ* sur des éprouvettes saturées ont donné des résultats très comparables à ceux des essais triaxiaux de laboratoire et les auteurs ne manquent pas d'utiliser cette bonne concordance pour vanter la fiabilité de leur appareil d'essai *in situ*.

Sharma et Joshi ont établi les paramètres de résistance au cisaillement de l'ardoise ou du contact roc-béton en termes de cohésion et de frottement interne pour les résistances de pic et les résistances résiduelles. Ils introduisent de plus un troisième angle de frottement qui correspond à la résistance mobilisée lorsqu'une dilatance commence à se produire au niveau du plan de cisaillement. Cet angle est évidemment très supérieur à celui de la résistance de pic, étant par exemple de 70° par rapport à 56° pour la résistance de pic de l'ardoise. Les auteurs expriment quelques doutes quant à l'utilisation de ce paramètre de résistance dans la conception d'un ouvrage mais recommande quand même de l'inclure dans les résultats d'essais.

A cause de l'utilisation très généreuse de comparateurs durant l'essai, Mei et Kang ont pu mesurer les déplacements horizontaux et verticaux à l'avant (du côté vérin) et à l'arrière de l'éprouvette et ont ainsi obtenu pour chaque essai suffisamment de point pour faire une interprétation poussée des résultats. La courbe contrainte tangentielle — déformation horizontale est divisée en trois sections, chacune correspondant à une étape bien identifiée du processus de rupture par cisaillement. Quatre points à l'intérieur des trois étapes sont définis ainsi :

Etape 0 — τ_1 :

τ_1 = contrainte tangentielle à la limite du comportement purement élastique. Les déformations sont parfaitement réversibles.

Etape τ_2 — τ_3 :

τ_2 = contrainte tangentielle correspondant au moment où l'accroissement de déformation horizontale de la face avant devient égal à l'accroissement de déformation horizontale de la face arrière. Ce point correspond également au moment où la déformation verticale de la face avant change de direction.

τ_3 = contrainte tangentielle correspond au moment où la déformation verticale de la face arrière change de direction. A ce moment, toute la surface de cisaillement est en dilatance et une fissure se propage à travers tout le plan de cisaillement.

Etape τ_3 — max. :

$\tau_{\max}$ = contrainte tangentielle maximale correspond à la rupture soudaine du bloc de roche.

Les auteurs décrivent le développement de la rupture par cisaillement à l'aide d'exemples graphiques tant pour la roche qui exhibe un comportement fragile que pour des matériaux à caractère plus plastique (courbe parabolique sans pic à la rupture). Pour la roche à comportement fragile, ils préconisent l'adoption de la contrainte τ_1 , soit la limite élastique, comme critère de rupture en cisaillement, alors que pour les roches ou matériaux plutôt plastiques, ils recommandent l'adoption de la contrainte τ_2 . Dans les deux cas, ces contraintes correspondent à environ 60 % de la contrainte de cisaillement maximale. La discussion faite par Mei et Kang est clairement présentée

mais il aurait été aussi très intéressant de connaître les valeurs du coefficient de sécurité que les auteurs proposent d'appliquer à ces résistances lorsqu'elles sont utilisées dans la conception des ouvrages fondés sur la roche.

Sous-Thème 4.4 : Essais ponctuels de surface

Les essais dont il sera question ci-dessous se rattachent à l'établissement de relations entre l'indice C.B.R. (California Bearing Ratio) et la résistance à l'enfoncement du cône de petits pénétromètres dynamiques. Deux communications sont présentées sur ce sujet, l'une par Garidel-Thoron et Javor de France et l'autre par R.B. Smith d'Australie.

La notion de C.B.R. est bien connue et utilisée à travers le monde comme indice de portance pour la conception de chaussée de routes ou d'aéroports. La détermination de l'indice C.B.R. se fait généralement en laboratoire sur des échantillons reconstitués des matériaux d'infrastructure et de fondation de la chaussée ; dans plusieurs pays, elle est faite directement en chantier. Comme les essais requis pour effectuer ces déterminations en laboratoire impliquent des prélèvements importants de sols, le nombre d'essais est généralement limité. De même, les déterminations de l'indice C.B.R. *in situ* sont relativement lentes et coûteuses à cause des moyens mis en œuvre et ne peuvent donc pas être multipliées. On a donc cherché à contourner ces inconvénients en tentant de relier l'indice C.B.R. à d'autres caractéristiques du sol, qui peuvent être déterminées plus rapidement et plus facilement. La résistance à l'enfoncement du cône d'un pénétromètre dynamique en est une qui peut être obtenue à l'aide d'équipements légers, portatifs et faciles de mise en œuvre. De plus, la rapidité de l'essai permet d'en exécuter plusieurs durant le temps d'un seul essai C.B.R. *in situ*. Mais encore, faut-il pouvoir établir avec confiance une corrélation entre les résistances mesurées au pénétromètre et l'indice C.B.R. Cette corrélation est loin d'être unique, puisqu'elle dépendra évidemment des dimensions et formes du cône, de l'énergie de battage du pénétromètre et probablement aussi de la nature des sols ou des matériaux.

Dans le but d'établir cette corrélation, Smith a effectué une soixantaine d'essais comparatifs sur deux types de matériaux argileux pour lesquels l'indice C.B.R. fut déterminé *in situ* au même endroit que les essais au pénétromètre à cône dynamique. Dans ce cas-ci, le pénétromètre est constitué d'un cône de 30° d'angle à la pointe, d'un diamètre maximal de 20,24 mm et le cône est enfoncé sous l'énergie produite par une masse de 9,08 kg tombant d'une hauteur de 508 mm (en unités impériales, ceci se traduit par un cône de 30° ayant une section transversale de 1/2 pouce carré, un poids de 20 lb tombant d'une hauteur de 20 pouces). Ces dimensions sont identiques à celles du pénétromètre développé par un autre chercheur australien en 1956.

Les deux matériaux soumis aux essais sont définis comme des argiles sablonneuses, d'égale plasticité, l'une possédant des nodules ferriques et l'autre des nodules de grès. Leur teneur en eau *in situ* fut également déterminée à chaque point d'essai C.B.R. et prise en compte dans l'étude.

La lecture du pénétromètre correspond au nombre de coups requis pour enfoncer le cône 50 mm sous la surface d'essai. Cette lecture est ensuite traduite en mm/coup pour comparaison avec l'indice C.B.R. Il est à se demander pourquoi Smith a exprimé ces résistances en coups/25 mm pour les fins du traitement des données.

Suite à une analyse statistique assez élaborée pour établir

les coefficients de corrélation des différentes comparaisons, l'auteur propose deux équations de régression reliant l'indice C.B.R. et la pénétration du cône en mm/coup, l'une sous forme log-log et l'autre sous forme d'une relation inverse. Cette dernière semble posséder un plus grand coefficient de corrélation. Même si les relations proposées s'appliquent indifféremment aux deux matériaux soumis aux essais, l'auteur fait avec raison, une mise en garde contre l'adoption de relations publiées pour tous les matériaux. Il a toutefois démontré que la variation des résultats d'essais C.B.R. était indépendante de celle des teneurs en eau des deux matériaux de référence. Une partie de la variation des essais C.B.R. et pénétrométrique peut être attribuée à la présence des nodules sous le piston ou sous le cône et à la variabilité inhérente à la méthode d'essai elle-même. La plus grande part de la variation est probablement attribuable à la variabilité des matériaux, les essais au pénétromètre ne pouvant être physiquement effectués à l'endroit même de la détermination C.B.R. Alors qu'à chaque point de mesure, les trois poinçonnements C.B.R. furent espacés de 10 à 15 cm, les trois essais au pénétromètre étaient, eux, distribués autour des poinçonnements suivant un triangle de 1 m de côté. Cette distance semble un peu grande et a sûrement contribué à la dispersion des résultats.

Dans le but d'évaluer la portance du sol naturel et pour aider au contrôle de la stabilisation des sols en voirie rurale, Garidel-Thoron et Javor ont mis au point un petit pénétromètre encore plus léger que celui de Smith, constitué simplement d'une dame de 2,49 kg utilisée pour l'essai de compactage Proctor normal, tombant avec une chute de 305 mm autour d'une tige de 9 mm de diamètre et munie à son extrémité d'une pointe conique de 12 ou 18 mm de diamètre et de 45° d'angle à la pointe. Son poids de 250 N (environ 25 kg), en fait un instrument très portatif et facile de mise en œuvre.

Pour convertir les résultats d'essais au pénétromètre en données utilisables pour la conception des chaussées, Garidel-Thoron et Javor ont dû aussi établir une corrélation avec l'indice de portance C.B.R. Dans ce cas-ci, les corrélations ont été faites à partir d'un grand nombre d'essais de laboratoire sur des sols à grains fins de nature différente, dont trois (limon d'Orly, loess d'Alsace et une argile) sont mentionnés en exemple. De plus, l'usage de deux cônes de diamètre différent a nécessité un double calibrage pour certains matériaux.

Les auteurs présentent les résultats de calibrage sous forme de courbes de corrélation indice C.B.R. — pénétration (en mm/coup) pour différents matériaux et pour l'un et/ou l'autre des deux cônes. Ni le nombre ni la position des points d'essais sont indiqués, ce qui laisse au lecteur peu de chance d'évaluer la variation des résultats. Ces courbes ont évidemment la même allure que celle présentée par Smith mais pour un pénétromètre et des sols différents.

En plus d'utiliser leur pénétromètre dynamique pour évaluer l'indice de portance C.B.R. des sols fins au niveau des études géotechniques et de conception de chaussées, les auteurs en suggèrent l'usage comme outil de contrôle qualitatif de l'efficacité et de la régularité du compactage, comme outil de surveillance de l'évolution de la portance en fonction de la profondeur et de la teneur en eau, ou pour mesurer la profondeur de pénétration du gel. Ils ont de plus développé une relation entre la résistance à la pénétration du pénétromètre et la résistance à la compression simple d'éprouvettes de sols stabilisés au ciment ou à la chaux. Ainsi calibré, le pénétromètre fournit un moyen rapide de contrôler de manière non destructive la résistance mécanique de la couche traitée. La courbe d'étalonnage établie montre toutefois des limites se situant à des pénétrations inférieures à 2 mm/coup pour les sols durs ou supérieures à 10 mm/coup pour les sols mous.

Les auteurs mentionnent que pour cette dernière corrélation, la résistance adoptée est celle obtenue à partir du nombre de coups pour enfoncer la tige de 30 mm. Dans le cas de la comparaison avec l'essai C.B.R., cet enfoncement d'étalonnage n'est pas rapporté par Garidel-Thoron et Javor. Smith, pour sa part, a établi à 50 mm l'enfoncement considéré. Compte tenu du fait que l'essai C.B.R. peut être assimilé à un essai de chargement sur plaque miniature de 4,9 mm de diamètre, on peut croire que les sols dans les 50 premiers millimètres sous le piston sont ceux qui vont influencer le plus le résultat de l'essai et l'enfoncement de 50 mm spécifié par Smith constitue sûrement un minimum. Il serait probablement encore plus représentatif s'il était augmenté à 1,5 fois le diamètre du piston, ou même 2 fois lorsque la résistance est constante ou diminue en profondeur.

Aucune des deux communications ne décrit le mécanisme de mesure de l'enfoncement du cône. Même si on peut deviner qu'il s'agit probablement de repères sur la tige au-dessus du cône permettant une lecture directe, il demeure que cette mesure d'enfoncement constitue l'une des deux données de l'essai et il aurait été intéressant de pouvoir en évaluer la précision.

Le pénétromètre permet d'établir un profil de résistance à travers plusieurs couches et ainsi déduire un profil de l'indice C.B.R., mais cette démarche doit être faite avec prudence puisque l'effet de confinement n'est apparemment pas pris en compte et des études comparatives plus poussées devront être faites pour en isoler l'influence.

Il est certain que le pénétromètre à cône dynamique représente un outil très maniable permettant de nombreuses mesures et autant d'évaluations de la portance C.B.R. des sols avec beaucoup de rapidité, et ceci, avec un degré de confiance acceptable en autant que ces sols ne soient ni trop durs, ni trop mous. Chacun pourra développer un pénétromètre dynamique portatif qui satisfera ses propres besoins sans jamais connaître les travaux faits indépendamment par d'autres. Mais ne serait-il pas avantageux de pouvoir profiter de l'expérience des autres chercheurs ou praticiens pour améliorer une technique d'essai ou des corrélations utiles pour tous. Ceci ne sera possible qu'avec des efforts de normalisation de l'appareil et de la méthode d'essai sont entrepris afin d'en uniformiser l'usage.

Même si les méthodes proposées par Smith et par Garidel-Thoron et Javor comportent de nombreux avantages, il faut aussi en faire ressortir quelques limitations : a) peu applicable aux sols contenant des graviers; b) un cône d'autant plus facile à émousser qu'il sera aigu (celui de 30° utilisé par Smith doit être très fragile) et qu'il faut remplacer fréquemment; c) une précision probablement assez faible sur la mesure de l'enfoncement. Un instrument développé en Angleterre semble avoir combiné les avantages du petit pénétromètre à cône dynamique sans en avoir les inconvénients, et la présente discussion ne pourrait être complète sans en faire une mention sommaire. Il consiste essentiellement en un marteau du type requis pour le compactage des sols dans un moule C.B.R., opérant à l'intérieur d'un tube à la base duquel est soudée une plaque métallique d'environ 12 cm de diamètre reposant sur le sol. Un accéléromètre est fixé à la dame et permet d'enregistrer la décélération au moment de l'impact de la dame sur la plaque. L'appareil d'enregistrement à affichage digital est alimenté par des piles internes et tient dans la main de l'opérateur. La lecture faite correspond à la valeur maximale de la décélération pour le quatrième impact de la dame sur la plaque. Cette valeur d'impact peut être reliée à l'indice C.B.R. par essais comparatifs comme ceux effectués par Smith, ou servir à identifier des zones de compactage insuffisant. Il semble que ce soit dans cette

direction qu'il faille entrevoir le développement d'instruments portatifs, simples et fiables qui prennent avantage de la grande versatilité et sensibilité des appareils électroniques.

Sous-Thème 4.5 : Mesures des contraintes à l'intérieur des massifs

Les trois communications groupées sous ce titre se rattachent à la détermination des contraintes dans le sol et la roche soumis à des chargements ou déchargements, ou à l'intérieur même de massifs de surface. Ce sujet à lui-seul pourrait faire l'objet d'une session particulière et est trop vaste pour être traité en détail dans ce rapport. Les trois communications présentées touchent quelques aspects d'intérêt commun avec les essais de chargement et une brève discussion en est faite dans cette perspective seulement.

L'importance et les bénéfices des mesures de contraintes, ou de déformations faites en vue d'en déduire les contraintes, sont mis en évidence par Nakayama qui illustre l'utilité des données à l'aide de trois exemples. L'auteur fait d'abord un rappel de la méthode de calcul des déformations principales et de leur direction à partir de mesures *in situ* des déformations dans trois directions quelconques connues et se sert de l'application du modèle sinusoidal pour déterminer leurs valeurs et orientation principales. Suivant la théorie d'élasticité et à la condition de connaître le module de déformation et le rapport de Poisson, ces valeurs mènent au calcul des contraintes principales.

Cette méthode est mise en application pour d'abord établir les champs de contraintes *in situ* par la technique du surcarottage au site d'un projet de puits de drainage profond de 12 m. Ces contraintes sont prises en compte dans le calcul du blindage du puits et de ses déformations. Les observations de déformation faites après construction auraient indiqué une excellente concordance.

Nakayama se sert du cas d'un réservoir de gaz naturel liquifié construit sous la surface du terrain et de celui de centrales hydroélectriques souterraines pour démontrer le besoin de bien connaître les champs de contraintes lors de la conception des murs, des ancrages et réseaux de boulonnage, particulièrement lorsque de tels ouvrages doivent être construits dans des roches soumises à des champs de contraintes très variables comme au Japon.

Un remblai d'essai est généralement construit en vue d'étudier le comportement du terrain qui le supporte. Celui qui fait l'objet de la communication de Fukuoka et Imamura fut construit dans le but d'évaluer la fiabilité des cellules de pression totale enfouies dans le remblai même durant sa construction. Un remblai de 5 m de hauteur constitué de cendre volcanique fut monté derrière un mur constitué de tubes métalliques reliés entre eux par des plaques minces en acier. Un mur était lui-même retenu par des tirants multiples ancrés dans le remblai à plusieurs niveaux.

De nombreuses cellules de pression totale, d'un type bien connu utilisant la mesure de la pression d'un liquide incompressible entre deux plaques minces, furent installées par fonçage statique dans le remblai d'essai, près de la face du mur et à distance et hauteur variable derrière le mur. L'auteur décrit leur calibration faite préalablement dans des réservoirs d'eau sous pression et dans des boîtes de calibration. Les pressions des terres indiquées par les cellules situées près de la face du mur ont pu être comparées aux pressions calculées d'après les déformations des tubes et la concordance obtenue a amené l'auteur à conclure sur le bon fonctionnement des cellules et leur fiabilité. En effet, il semble que la rétro-analyse des déformations des tubes

établissait à 0,3 à 0,5 le coefficient de poussée des terres alors que les mesures des cellules de pression totale ont permis d'évaluer ce coefficient entre 0,2 et 0,4. Même si l'ordre de grandeur est comparable, la conclusion n'est pas évidente. Il faut dire toutefois que certaines difficultés linguistiques dans la rédaction de la communication décrivant l'expérience ont peut-être faussé l'interprétation faite par le rapporteur.

Fukuoka et Imamura proposent d'utiliser les cellules de pressions totales pour analyser la rupture d'un remblai construit sur sol mou. L'idée est théoriquement valide: si la distribution des contraintes horizontales était bien connue dans le massif, on pourrait calculer la contrainte de cisaillement agissant le long d'un plan de rupture par différence des contraintes horizontales entre plusieurs points sur ce plan. Mais encore faut-il bien connaître la position du plan de rupture et il n'est pas certain que les contraintes mesurées après rupture dans la région du plan de cisaillement soient les mêmes que celles qui l'ont causé. De plus, il serait intéressant d'effectuer un calcul d'erreur sur l'effort de cisaillement ainsi calculé en tenant compte de la précision des mesures de contraintes totales. Ces difficultés contournées, la méthode proposée par Fukuoka et Imamura peut apporter un outil additionnel que les spécialistes des études de stabilité de remblai ou de talus naturel sauront apprécier à sa juste valeur.

La communication de Postoev susciterait sûrement plus d'intérêt dans un symposium portant sur l'analyse de stabilité de talus naturel. Mais l'idée de la mesure des tendances aux déformations par le biais de cellules de contraintes totales installées dans le massif est intéressante et digne de mention.

La cellule de pression de type courant est munie de gauges de déformation électriques et est intégrée à une lame qui peut être simplement poussée dans le sol en bout de forage ou remblayée dans une cavité formée par le tubage. La diminution de contraintes horizontales a pu être observée lors de travaux d'excavation faits au pied d'un talus de glissement, lequel avait également été muni d'appareils d'auscultation, tel des repères de déplacements profonds, des extensomètres et des piézomètres. L'expérience décrite n'est toutefois pas assez détaillée pour permettre d'en profiter pleinement.

Postoev présente aussi une méthode dite de déchargement partiel pour identifier des sites susceptibles d'instabilité ou le développement de zones de tension dans le talus. La méthode consiste à excaver le sol à l'intérieur d'un cylindre de 20 cm de diamètre et de 35 cm de profondeur, et lors de l'enlèvement du tubage, de mesurer les déplacements horizontaux ou concentriques de tiges métalliques plantées en surface à des distances de 20 et 40 cm du trou. Il s'agit vraiment de l'inverse d'un essai de chargement. Toutefois, la faible réduction de contraintes ainsi créée et les mesures très superficielles de cet essai laissent douter de sa représentativité. Il faut de plus que la précision des mesures de déplacement soit très grande pour être significative. A nouveau, il faut mentionner au profit de l'auteur, que les problèmes d'ordre linguistique combinés avec l'absence de figures dans le manuscrit fournis au rapporteur, en ont peut-être brouillé la bonne compréhension.

Conclusions

Suite à la revue exhaustive des communications présentées dans le cadre de cette session, les trois remarques générales suivantes sont mises en perspective :

1. Les essais de chargement *in situ* sont très diversifiés dans les objectifs poursuivis, dans les moyens mis en œuvre

pour leur réalisation et dans les conditions géologiques qui en gouvernent l'issue. Ils peuvent donc très difficilement être comparés entre eux et être normalisés dans leur catégorie respective. Toutefois, certaines règles communes s'appliquent à la plupart des essais et touchent particulièrement l'application des charges et leur détermination, la mesure et la précision des déformations, l'importance de l'auscultation du sol ou de la roche sous le niveau d'essai ;

2. L'interprétation des observations et l'extrapolation des résultats doivent être faites en établissant un lien étroit entre les conditions géologiques qui ont gouverné le comportement du terrain durant le ou les essais et celles prévalant au site de l'ouvrage définitif, en considérant avec soin l'étendue et la profondeur des zones d'influence respectives ;

3. En géotechnique, il y a tellement à apprendre des ruptures et du comportement des ouvrages, qu'il faut saisir toutes les occasions de les observer et de les analyser. L'observation du comportement d'un ouvrage durant et après sa construction permettra d'étalonner l'instrument de mesure que constitue l'essai *in situ* et la méthode d'interprétation qui s'y rattache. De plus, pour que ces renseignements puissent servir à la communauté en général, il ne faudra pas hésiter à les publier.

Il est évidemment impossible d'inclure dans un rapport de ce genre toutes les idées émises par les auteurs des 27 communications présentées sous ce thème. Le rapporteur a tenté d'extraire la quintessence de chacune pour la soumettre à l'attention du lecteur en regard des sous-thèmes discutés. Il est probable que certains points particuliers jugés importants par un auteur aient pu être complètement ignorés par le rapporteur ou faussement interprétés. Cependant, le rapporteur général a tenté de se référer suffisamment aux communications pour inciter le lecteur du présent rapport à consulter les textes spécifiques afin d'y rechercher les détails sur des sujets d'intérêt particulier.

Le rapporteur général souhaite que ce rapport contribue à provoquer des échanges de vues qui permettront de mettre en valeur les bénéfices et avantages des essais réalisés *in situ* à la surface des sols et des roches pour déterminer leur déformabilité ou leur résistance.

Remerciements

Votre rapporteur général tient à exprimer toute sa reconnaissance à des collègues, Messieurs A.D. McConnell, C. Lafrance et D.A. Rattue de Rousseau, Sauvé, Warren Inc., Messieurs P. Larochelle et S. Leroueil de l'Université Laval à Québec, M. Guy Lefebvre de l'Université de Sherbrooke, M.L. Samson de Terratech Ltée, Messieurs H. Keira et Z. Aziz de Tecsult International et M.J. Levay de la Société

d'Energie de la Bie James, pour l'aide précieuse apportée dans l'évaluation des communications présentées sous le thème 4. Il est toutefois possible que les opinions émises dans ce rapport ne reflètent pas toujours leurs propres idées ou commentaires. Des remerciements particuliers sont adressés à la direction de Rousseau, Sauvé, Warren Inc. pour le support apporté durant la préparation de ce rapport et pour sa généreuse contribution qui a permis la participation de votre rapporteur à ce symposium.

Enfin, le rapporteur désire remercier tous les auteurs des communications présentées sous le thème 4 ; cette discussion n'aurait pas été possible sans leur active contribution.

Références

- ARNOLD M. (1980): Prediction of Footing Settlements on Sand. Ground Engineering, March 1980, Vol. 13, No. 2, pp. 40-49.
- ASTM (1972): Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil Static Load on Spread Footings. D 1194-72, reapproved 1977, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- BENSON R.P., MURPHY D.K., and McCREATH D.R. (1970) : Modulus Testing of Rock at the Churchill Falls Underground Powerhouse, Labrador. ASTM STP 477, pp. 89-116.
- BOWLES J.E. (1968): Foundation Analysis and Design. McGraw Hill, New York, p. 87.
- BURLAND J.B. and LORD J.A. (1969) : The Load Deformation Behaviour of Middle Chalk at Munford. Proc. Conf. on *In Situ* Investigations in Soils and Rocks (London), pp. 1-13.
- BURMISTER D.M. (1962): Prototype Load Bearing Tests for Foundations of Structures and Pavements. ASTM SPT 322, pp. 98-119.
- EGOROV K.E. (1965): Calculation of Bed for Foundation with Ring Footing. Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, Vol. II, pp. 41-45.
- SANGLERAT G. (1972): The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier Scientific Publication, Comp., Amsterdam, p. 488.
- SCHULTZE E. and MENSENBACH H. (1961): Standard Penetration Test and Compressibility of Soils. Proc. 5th Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, Vol. I, pp. 527-532.
- STAGG K.C. and ZIENKIEWICZ O.C. (1968): Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons.
- TERZAGHI K. (1955): Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction. Geotechnique, London, Vol. 5, No. 14, pp. 297-326.
- TOMLINSON K. (1980): Foundation Design and Construction. Pitman Advanced Publishing Program, London, 4th Edition, p. 793.
- ZIENKIEWICZ O.C. and STAGG K.G. (1967) : Cable Method of *In Situ* Rock Testing. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 4, pp. 273-300.