

# Modélisation physique d'un écran de soutènement autostable : contribution à la validation des méthodes de dimensionnement

**C. GAUDIN**

Ex-doctorant ENC-LCPC  
Centre for Offshore  
Foundations Systems  
The University of Western  
Australia  
35 Stirling Highway, 6009  
Crawley WA Australia  
gaudin@civil.wvu.edu.au

**J. GARNIER, L. DELATRE**

Laboratoire central  
des ponts et chaussées  
BP 4129  
44341 Bouguenais Cedex  
jacques.garnier@lcpc.fr  
luc.delatre@lcpc.fr

## Résumé

Un programme a été engagé au Laboratoire central des ponts et chaussées sur la modélisation physique en centrifugeuse des écrans de soutènement. Il est maintenant possible de réaliser l'excavation devant l'écran pendant la rotation de la centrifugeuse grâce à un robot embarqué. Le premier volet de cette étude a pour but de valider les dispositifs et la procédure expérimentale. A cette fin, des essais sur une paroi autostable de 10 m de hauteur ont été réalisés. Les moyens mis en œuvre sont détaillés, les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats de calculs aux coefficients de réaction et quelques éléments d'optimisation pour la détermination des paramètres de cette méthode sont présentés.

*Mots-clés* : soutènement, écran autostable, centrifugeuse, modèle réduit, robot, sable de Fontainebleau, fondation filante, interaction sol-structure, coefficients de réaction, équilibre limite, coefficients de poussée et de butée.

# Physical modelling of a cantilever wall : validation of design methods

## Abstract

An experimental centrifuge tests study of cantilever walls has been carried out in Laboratoire central des ponts et chaussées. It is now possible to excavate the soil in-flight using an inboard robot. The aim of this first program is to validate the experimental devices and the procedures developed for the study and to perform several tests on a 10 m high cantilever wall. The models and the experimental devices are described. The experimental data are compared with the results of a subgrade reaction model and some proposals to optimize the determination of the parameters are presented.

*Key words* : retaining structure, cantilever wall, reduced scale model, centrifuge, robot, Fontainebleau sand, strip footing, soil-structure interaction, subgrade reaction modulus, limit equilibrium method, active and passive earth pressure coefficient.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.

|                 |   |
|-----------------|---|
| $\gamma$        | : Poids volumique   |
| $\gamma_d$      | : Poids volumique sec   |
| $\gamma_s$      | : Poids volumique des grains  |
| $\gamma_{dmax}$ | : Poids volumique sec maximal   |
| $\gamma_{dmin}$ | : Poids volumique sec minimal   |
| $I_d$           | : Indice de densité   |
| $e_{max}$       | : Indice des vides maximal  |
| $e_{min}$       | : Indice des vides minimal  |
| $K_0$           | : Coefficient de pression des terres au repos   |
| $K_{0(sc)}$     | : Coefficient de pression des terres au repos pour un sol surconsolidé                        |
| $K_a$           | : Coefficient de poussée  |
| $K_p$           | : Coefficient de butée  |
| $k_n$           | : Coefficient de réaction   |
| $R_e$           | : Partie fixe du coefficient de réactions sous Rido   |
| $R_p$           | : Partie variable du coefficient de réaction sous Rido  |
| OCR             | : Degré de surconsolidation   |
| $E_m$           | : Module pressiométrique  |
| $E_{moy}$       | : Module élastique moyen déduit des essais triaxiaux  |
| $E_s$           | : Module d'élasticité de Schmitt  |
| $\nu$           | : Coefficient de Poisson  |
| $c$             | : Cohésion  |
| $\varphi$       | : Angle de frottement interne   |
| $\psi$          | : Angle de dilatance  |
| $q_c$           | : Résistance de pointe pénétrométrique  |
| $Q_c$           | : Résistance de pointe pénétrométrique adimensionnelle  |
| $Q_{ref}$       | : Résistance de pointe pénétrométrique adimensionnelle moyenne entre 15 et 20 $z/D_p$         |
| $\sigma_{vo}$   | : Contrainte verticale initiale normalement consolidée  |
| $\sigma_v$      | : Contrainte verticale  |
| $\sigma_h$      | : Contrainte horizontale  |
| $\sigma_1$      | : Contrainte axiale de l'essai triaxial   |
| $\sigma_3$      | : Contrainte radiale de l'essai triaxial  |
| $\sigma_x$      | : Contrainte horizontale en un point de coordonnées (x; z)                                    |
| $\epsilon_a$    | : Déformation axiale de l'essai triaxial  |
| $\epsilon_v$    | : Déformation volumique de l'essai triaxial   |
| $P_0$           | : Pression initiale sous Rido   |
| $p(z)$          | : Pression selon la profondeur z  |
| $S$             | : Surcharge sous Rido   |
| $z$             | : Profondeur  |
| $Z_p$           | : Profondeur prototype  |
| $D_p$           | : Diamètre de la pointe pénétrométrique   |
| $\delta$        | : Inclinaison des forces de pressions ( $\delta_a$ pour la poussée, $\delta_p$ pour la butée) |
| $a$             | : Paramètre dimensionnel pour le calcul des coefficients de réaction                          |
| $\alpha$        | : Paramètre rhéologique du sol  |
| $\beta$         | : Premier angle de Boussinesq   |
| $\omega$        | : Deuxième angle de Boussinesq  |
| $EI$            | : Module d'inertie de la paroi  |
| $H_e$           | : Hauteur excavée   |
| $q$             | : Charge appliquée sur le sol   |

## Introduction

Les méthodes actuelles de dimensionnement des ouvrages de soutènement restent, malgré les nombreux travaux réalisés, susceptibles d'amélioration, tant au niveau des fondements théoriques que de l'identification et de la détermination des paramètres de dimensionnement (Delattre, 1999). Les chercheurs et praticiens disposent de différents moyens pour améliorer la connaissance du comportement de ces ouvrages. L'expérimentation sur site réel reste la référence mais elle pose de délicats problèmes d'instrumentation, de caractérisation du sol et de l'ouvrage, de qualité des mesures, de délai et de coût. La modélisation numérique est désormais largement exploitée, mais les difficultés de résolution numérique et de modélisation (du comportement rhéologique du sol, de la mise en place de l'ouvrage, de l'interface sol-structure, des appuis associés au soutènement...) restent encore nombreuses. Les essais sur modèles réduits constituent une troisième voie mais se heurtent à différentes questions de similitude. Certaines peuvent être résolues en recourant aux centrifugeuses géotechniques. Celles-ci permettent de simuler le comportement d'un ouvrage réel, appelé prototype, par un modèle réduit à l'échelle 1/n soumis à une accélération de  $ng$  (où  $g$  est la pesanteur terrestre). Si cette technique a depuis longtemps fait ses preuves dans les domaines concernant les fondations, elle restait à ce jour peu appliquée à l'étude des problèmes de soutènement. L'excavation en cours de rotation, condition indispensable d'une modélisation fidèle du comportement de la paroi, a été jusqu'à maintenant simulée de façon approximative par d'autres équipes (Garnier *et al.*, 1987; Bolton et Stewart, 1988; Powrie *et al.*, 1994). Elle n'est devenue pleinement réalisable que récemment, grâce au développement de nouveaux outils embarqués, et notamment d'un téléopérateur, mis en service au Laboratoire central des ponts et chaussées.

Cet article présente les premières expérimentations faites au LCPC sur des modèles réduits d'écrans de soutènement. L'objectif de ces expérimentations est avant tout de valider le dispositif et la procédure expérimentale et de démontrer la pertinence de ce type de modélisation pour l'étude des problèmes de soutènement. Cette validation passe notamment par la maîtrise de la répétitivité des essais et l'analyse de la dispersion des résultats.

Les essais réalisés portent sur des parois autostables mais également sur l'interaction entre une paroi et une fondation voisine (Gaudin, 2003). Les dispositifs expérimentaux et les moyens mis en œuvre sont présentés en détail. Les résultats expérimentaux concernant la paroi autostable sont analysés et comparés aux résultats de calculs effectués avec la méthode aux coefficients de réaction (les résultats concernant les interactions entre la paroi et une fondation seront présentés dans une communication ultérieure).

Notons que les parois testées sur modèles centrifugés ont également fait l'objet d'une simulation numérique par éléments finis, pour laquelle le sable utilisé a été finement caractérisé par des essais de cisaillement sur des chemins de contraintes particuliers aux ouvrages de soutènement (Gaudin, 2002b).

## Dispositifs expérimentaux

### 2.1

#### La centrifugeuse, le téléopérateur et ses outils

Les modèles réduits centrifugés sont désormais courants dans le domaine géotechnique et de nombreux ouvrages ont déjà été étudiés, comme les fondations superficielles, les pieux, les tunnels, les sols renforcés ou encore les ancrages de plates-formes offshore (Garnier, 2002). Cependant, certains problèmes n'avaient pu être réellement abordés jusqu'à présent du fait de la difficulté de les reproduire sur modèle réduit centrifugé. C'est notamment le cas des ouvrages de soutènement qui nécessitent que les différentes phases d'excavation soient réalisées en cours de rotation afin de reproduire fidèlement l'histoire des contraintes dans le massif de sol. L'apparition de nouveaux matériels embarqués et notamment d'un téléopérateur, développé au LCPC, permet aujourd'hui la réalisation d'opérations complexes et l'étude de ce type d'ouvrage.

Ce téléopérateur a été mis en service au LCPC en 1997, dix ans après les premières études de faisabilité. Il a été conçu pour pouvoir effectuer un même essai en différents endroits du conteneur ou enchaîner différentes opérations au cours d'un même cycle de rotation. Ces opérations étaient auparavant effectuées par des appareils embarqués à poste fixe et nécessitaient l'arrêt de la centrifugeuse.

Ce robot présenté sur la figure 1 est de type cartésien (Garnier *et al.*, 1999). Il peut être installé indifféremment sur des conteneurs rectangulaires ou circulaires et fonctionne sous une accélération de 100 g. Il dispose de quatre degrés de liberté (X, Y, Z et  $\theta$ ) et peut saisir et mettre en œuvre différents types d'outils préalablement disposés dans trois magasins. Quatre outils

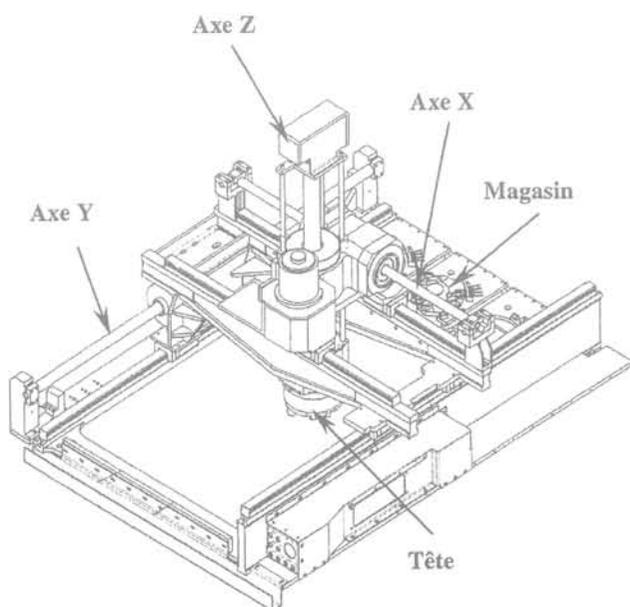


FIG. 1 Le téléopérateur (TOP).  
The teleoperator (TOP).

sont aujourd'hui utilisés : un pénétromètre, une pince à trois mors, un outil de chargement de fondation et un outil d'excavation de sol. Des circuits électriques, hydrauliques et pneumatiques permettent l'alimentation et le fonctionnement des actionneurs et des capteurs équipant les outils.

Le robot est piloté par une commande numérique Robonum 800 qui assure l'exécution de programmes préalablement établis ou la réalisation d'opérations en commande manuelle. A ce jour, le téléopérateur a été utilisé par exemple pour effectuer des cartographies de résistance de pointe pénétrométrique (Ternet, 1999), des essais d'arrachement d'inclusions verticales ou horizontales (Garnier et König, 1998) ou encore une étude de faisabilité d'une excavation devant un écran de soutènement (Bodin, 1999) qui est à l'origine des travaux relatés dans le présent article.

Un outil d'excavation et un outil de chargement ont été développés spécifiquement pour cette étude. L'outil d'excavation (Fig. 2) permet de modéliser un processus d'excavation réelle par ratissage de fines couches de sol. Il est constitué d'une lame verticale de 220 mm de large associée à un capteur de force permettant de mesurer l'effort exercé sur cette lame lors de l'excavation.

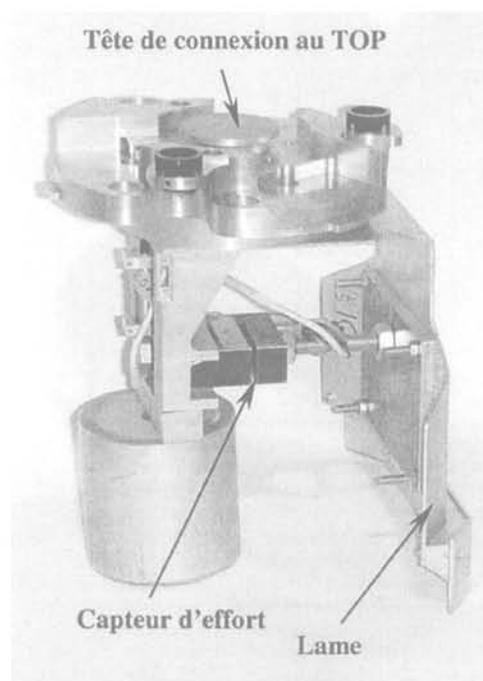


FIG. 2 L'outil d'excavation.  
The excavation tool.

### 2.2

#### La paroi modèle

Le développement de la paroi modèle utilisée lors de cette étude bénéficie des résultats de l'étude de faisabilité conduite par Bodin (1999). Il reprend le même principe d'une paroi métallique instrumentée pour déterminer les moments de flexion et les déplacements au cours de l'excavation. La rigidité de la paroi a cependant été adaptée aux objectifs de la présente étude, à savoir la mesure précise des moments de flexion au moyen de jauges extensométriques en vue d'en déduire

les réactions du sol. En ce sens, ses caractéristiques mécaniques et géométriques en font plus un outil de recherche qu'un véritable modèle d'ouvrage réel, mais elles permettent d'accéder aux réactions du sol par double dérivation des moments de flexion. Cette méthode développée au LCPC a été appliquée avec succès lors de différentes études sur les fondations profondes (Bouafia, 1990 ; Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999).

La paroi modèle, en aluminium AU3G, a une épaisseur de 2 mm et une hauteur de 24 cm. L'essai est effectué sous une accélération de 50 g. Le modèle, à l'échelle 1/50, représente donc une paroi prototype de 12 m de hauteur, dont 10 m sont fichés dans le sol, et de produit d'inertie EI égal à 6,54 MN/m<sup>2</sup> (ce qui correspond approximativement à un profilé de type PU6). Le moment maximal admissible, lié aux caractéristiques mécaniques de la paroi, est de 120 kN.m/ml (Tableau I).

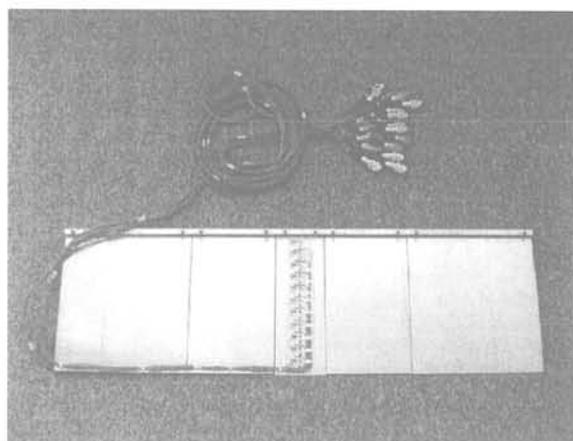
La largeur totale de la paroi modèle est de 0,80 m, soit la largeur du conteneur. Elle est découpée en cinq tronçons afin de s'affranchir des éventuels effets de bord et de garantir ainsi un comportement bidimensionnel de l'ouvrage dans la partie centrale où sont effectuées les mesures. Cette partie centrale est large de 0,08 m, largeur minimale pour assurer un comportement de type poutre et éviter les effets de gauchissement. Les caractéristiques mécaniques et géométriques de la paroi sont résumées dans le tableau I, ainsi que celles de l'ouvrage prototype modélisé.

**TABEAU I** Caractéristiques de la paroi.  
Characteristics of the wall.

|  | Dimensions modèles    | Dimensions prototypes |
|--|-----------------------|-----------------------|
| Hauteur totale $h_t$ (m)                               | 0,24                  | 12                    |
| Largeur $b$ (m)  | 0,08                  | 4                     |
| Épaisseur $e$ (m)                                      | 0,002                 | 0,1                   |
| Hauteur en fiche $h$ (m)                               | 0,20                  | 10                    |
| Limite élastique $\sigma_e$ (MPa)                      | 121                   | 121                   |
| Limite de rupture $\sigma_r$ (MPa)                     | 206                   | 206                   |
| Module élastique théorique $E$ (MPa)                   | 74 000 <sup>(1)</sup> | 74 000 <sup>(1)</sup> |
| Module d'inertie expérimental $EI$ (N.m <sup>2</sup> ) | 4,20                  | 6,54.10 <sup>6</sup>  |
| Moment de flexion maximal $M_{max}$ (N.m)              | 3,22                  | 120.10 <sup>3</sup>   |

(1) D'après le guide Almet, 1991.

La partie centrale de la paroi (Fig. 3) est instrumentée par vingt-deux paires de jauges de déformation. A un niveau donné, deux jauges de type CEA 125 UN 120 sont collées l'une en face de l'autre et câblées en demi-pont. Ce montage permet une mesure directe de la déformation due à la flexion longitudinale. Les déformations d'effort normal sont ainsi éliminées, de même que les éventuels effets parasites (effet de la température, par exemple). Après calibration de la paroi, par chargement en laboratoire, la mesure des jauges donne directement le moment de flexion à la profondeur considérée.



**FIG. 3** La paroi modèle.  
The model wall.

L'espacement des jauges, égal à 10 mm, a été choisi constant pour permettre la mise en œuvre des techniques de double intégration et de double dérivation conduisant aux profils des déplacements et des pressions différentielles (logiciel Slivalic 5, Degny, 1985). En phase initiale, avant le début de l'excavation, la paroi modèle est fichée de 0,20 m dans le sol.

Du fait de leur relative fragilité, les jauges ont été recouvertes d'une couche de silicone et d'un revêtement aluminium qui permet de conserver un même état de surface sur toute la paroi. Cette double protection assure la pérennité du système mais modifie légèrement son comportement mécanique. Alors que la plaque d'aluminium a une épaisseur de 2 mm, l'ensemble ainsi composé a désormais une épaisseur de 8 mm. Bien que le module du silicone soit très faible face à celui de l'aluminium, la procédure de calibration a montré qu'il introduit une petite composante irréversible, avec un chemin légèrement différent entre le chargement et le déchargement. Cette différence reste cependant inférieure à 1,5 % et peut donc être négligée.

## 2.3

### Le massif de sol

#### 2.3.1

#### Reconstitution des massifs

Le sable utilisé est un sable de Fontainebleau sec. Ses caractéristiques physiques sont présentées dans le tableau II. Le massif est reconstitué par pluviométrie dans l'air, à l'aide de la trémie automatique du LCPC, à la densité de 16,0 kN/m<sup>3</sup> (indice de densité  $I_d = 71\%$ ). Ce procédé permet une bonne répétitivité et une bonne homogénéité du massif avec des écarts de densité inférieurs à 0,5 % (Garnier, 2002).

**TABEAU II** Caractéristiques physiques du sable de Fontainebleau.

Fontainebleau sand physical characteristics.

| $\gamma_s$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{dmin}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $e_{min}$ | $\gamma_{dmax}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $e_{max}$ |
|------------------------------------|---|-----------|---|-----------|
| 26,00                              | 13,93                                   | 0,523     | 17,07                                   | 0,523     |

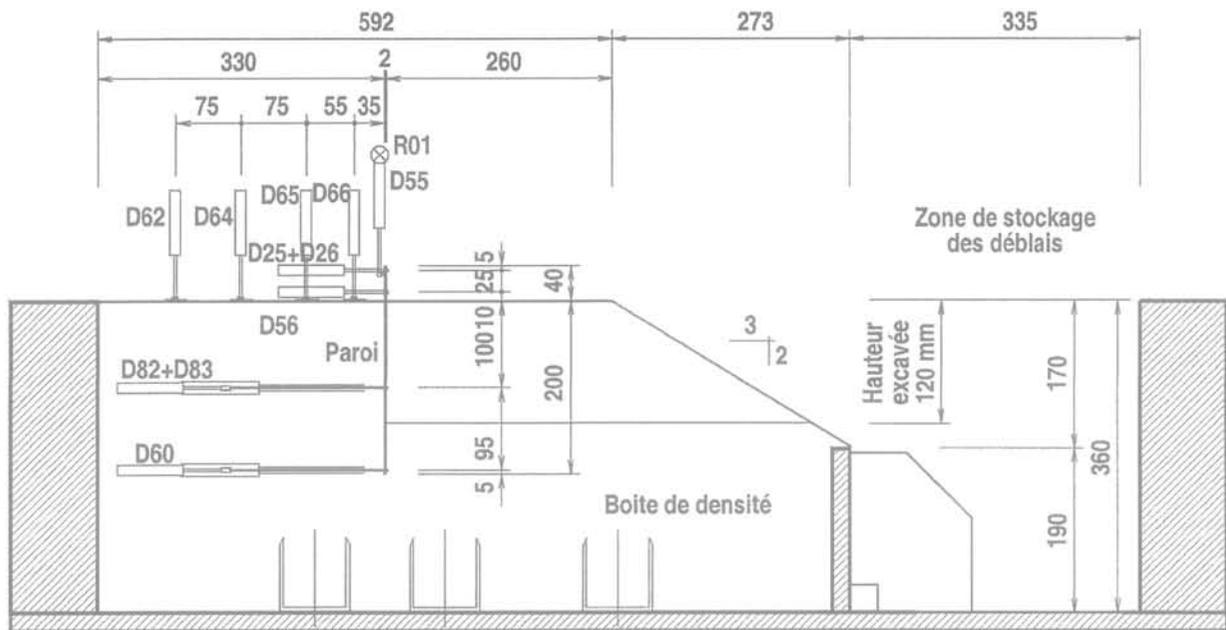


FIG. 4 Dispositif expérimental (cotes en mm).  
Experimental device (dimensions in mm).

Le dispositif expérimental du premier essai sur paroi autostable est présenté sur la figure 4. La paroi est mise en place avant la pluviation en étant maintenue sur les bords du conteneur. Trois boîtes de densité sont disposées au fond du conteneur, sous la paroi et au centre du conteneur, pour contrôler la densité après chaque essai (Fig. 4). Elles permettent également de vérifier que la présence de la paroi ne modifie pas localement la densité du sable.

### 2.3.2

#### Caractéristiques du massif

Les caractéristiques mécaniques du sable ont été déterminées à partir d'essais pénétrométriques, réalisés en cours de centrifugation, et d'essais triaxiaux sur des échantillons reconstitués au même poids volumique ( $16,0 \text{ kN/m}^3$ ). La figure 5 présente ainsi les profils de résistance de pointe (en données prototypes) obtenus par deux essais pénétrométriques. La reproductibilité est satisfaisante et l'évolution de la résistance de pointe en fonction de la profondeur prototype est linéaire et peut être estimée par l'expression suivante :

$$q_c = 2,24z_p \quad (1)$$

où  $q_c$  est la résistance de pointe en MPa et  $z_p$  la profondeur prototype dans le massif, exprimée en mètre.

Parallèlement, une importante campagne d'essais triaxiaux a été conduite afin de déterminer le comportement du sable sur des chemins de contraintes pouvant exister autour d'un écran de soutènement (Gaudin *et al.*, 2002a). Des essais de compression axisymétrique ( $\sigma_1 = \sigma_2$  et  $\sigma_3 = cte$ ), des essais sur des chemins de poussée ( $\sigma_1 = cte$  et  $\sigma_2 = \sigma_3$ ) et des essais sur des chemins de butée ( $\sigma_1 = cte$  et  $\sigma_2 = \sigma_3$ ) sous des pressions de confinement voisines de celles existantes dans le massif ont ainsi été réalisés au Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence.

Les résultats montrent un comportement complexe du sable dépendant notamment du chemin de chargement et de l'état de contrainte. Ces essais ont permis d'établir plusieurs jeux de paramètres pour les différentes lois de comportement qui sont introduites dans

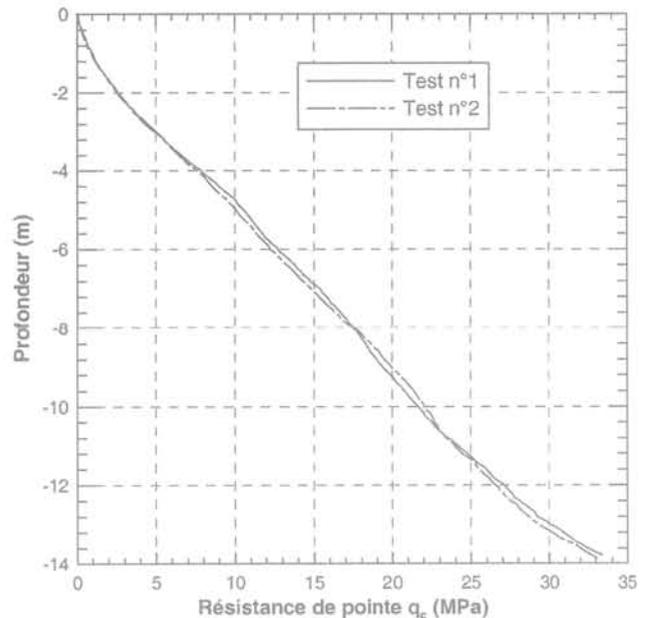


FIG. 5 Profils pénétrométriques dans le massif de sable de Fontainebleau soumis à une accélération de 50 g.  
CPT profiles in Fontainebleau sand at 50g.

la modélisation numérique des parois testées en centrifugeuse (Gaudin *et al.*, 2002b). Le tableau III donne les paramètres élastiques et plastiques issus des essais sous chargement de compression axisymétrique (Fig. 6) qui ont été utilisés pour les calculs aux coefficients de réaction présentés plus loin.

TABLEAU III Paramètres élastiques et plastiques du sol évalués à partir d'essais triaxiaux de compression axisymétrique ( $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ).  
Soil parameters from triaxial tests.

| $E_{moy}$<br>(MPa) | $\nu$ | $c$<br>(kPa) | $\varphi$<br>(°) | $\psi$<br>(°) |
|--------------------|-------|--------------|------------------|---------------|
| 75                 | 0,2   | 2,6          | 38,3             | 15,3          |

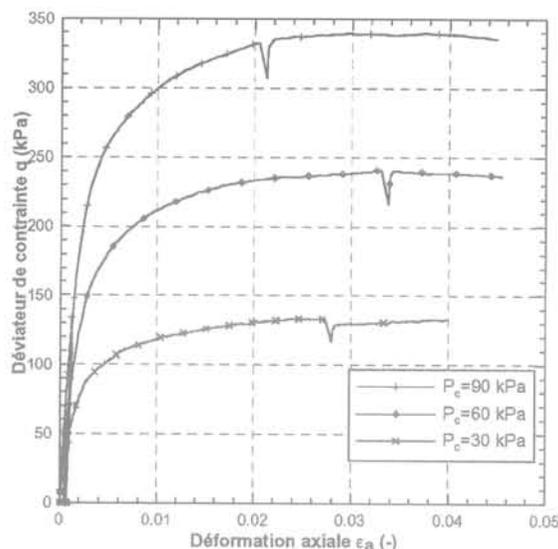


FIG. 6 Essais triaxiaux sur un sable de Fontainebleau à  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$  (compression axiale).  
Results of triaxial tests on Fontainebleau sand at  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$  (axial compression).

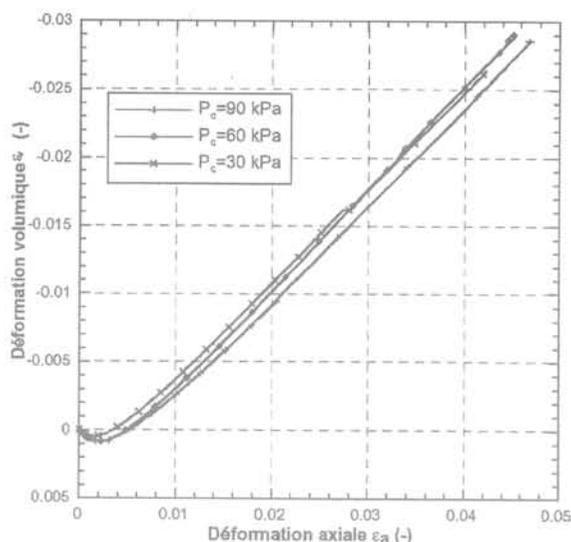


FIG. 7 Essai triaxial sur chemin  $K_0$ .  
Triaxial test on  $K_0$  path.

Le coefficient  $K_0$  a par ailleurs été déterminé en plusieurs points par des mesures directes des contraintes totales verticales et horizontales dans le massif centrifugé (Gaudin, 1999). Les mesures montrent que le coefficient est constant dans tout le massif et voisin de 0,38. Cette valeur expérimentale est en bon accord avec l'expression proposée par Jáký ( $K_0 = 1 - \sin\phi$ ).

L'interface entre le sol et la paroi a également été étudiée par des essais de cisaillement direct. Les résultats donnent un angle de frottement sable-aluminium égal 13,4 degrés, soit approximativement un tiers de l'angle de frottement interne du sable égal à 38,3 degrés.

### 2.3.3

#### Caractérisation de l'état surconsolidé du massif

Lors de l'excavation devant la paroi, le sol est soumis à un déchargement modifiant l'état de contrainte et les propriétés mécaniques du sable. Des essais triaxiaux sur chemins  $K_0$  (Fig. 7) et des mesures de contrainte totale en centrifugeuse à des niveaux d'accélération décroissante ont permis de déterminer l'effet de la surconsolidation sur les caractéristiques du massif de sable. Il apparaît que lors du déchargement, le coefficient  $K_{0(sc)}$  est différent du coefficient  $K_0$  du sol normalement consolidé et peut être approché par la formule de Meyerhof :

$$K_{0(sc)} = (1 - \sin\phi) \sqrt{OCR} \quad (2)$$

où OCR est le degré de consolidation (over consolidation ratio) Dans le cas présent, la surconsolidation se manifeste surtout devant la paroi du fait de l'excavation qui réduit les contraintes verticales. Afin de quantifier l'effet de cette surconsolidation, des essais pénétrométriques en centrifugeuse ont aussi été réalisés sous des accélérations décroissant de 50 g à 10 g par paliers de 10 g. Le massif se trouve ainsi dans différents états de surconsolidation et le degré de consolidation est alors égal au rapport de l'accélération sous laquelle est conduit l'essai au pénétromètre à l'accélération maximale supportée par le massif. Les résultats sont présentés sur la figure 8 où  $Q_c$  est la résistance de pointe adimensionnelle définie par la relation suivante :

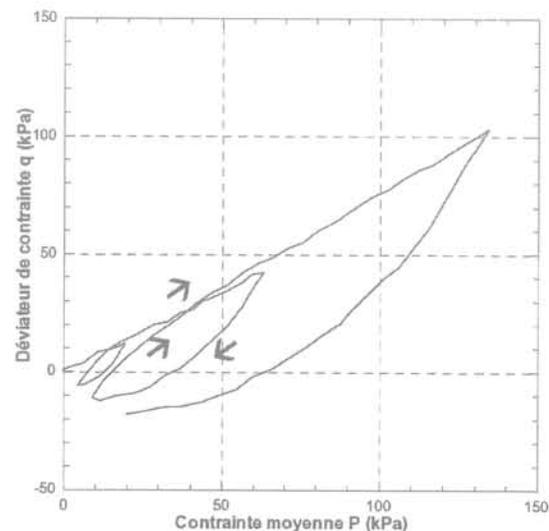


FIG. 8 Profils pénétrométriques adimensionnels en fonction du degré de consolidation.  
CPT profiles with OCR ratio.

$$Q_c = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (3)$$

et où  $z/D_p$  est la profondeur relative,  $D_p$  le diamètre de la pointe pénétrométrique (soit 12 mm) et  $\sigma_{v0}$  la contrainte verticale à la profondeur  $z$ .

L'allure générale des courbes, notamment pour les faibles degrés de surconsolidation présente une partie relativement constante pour  $z/D_p$  compris entre 15 et 20. On définit alors le terme  $Q_{ref}$  comme la moyenne des termes  $Q_c$  sur cette hauteur. L'évolution de  $Q_{ref}$  en fonction du degré de surconsolidation est présentée sur la figure 9. Elle permet d'établir l'expression de la résistance de pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur pour différents degrés de surconsolidation (et par conséquent pour différentes hauteurs d'excavation) à partir de la relation (3).

La variation de la résistance de pointe en un point donné devant la paroi n'est pas négligeable, puisqu'elle peut atteindre -35 % au pied de la paroi (à 10 m de profondeur) après une excavation de 6,00 m.

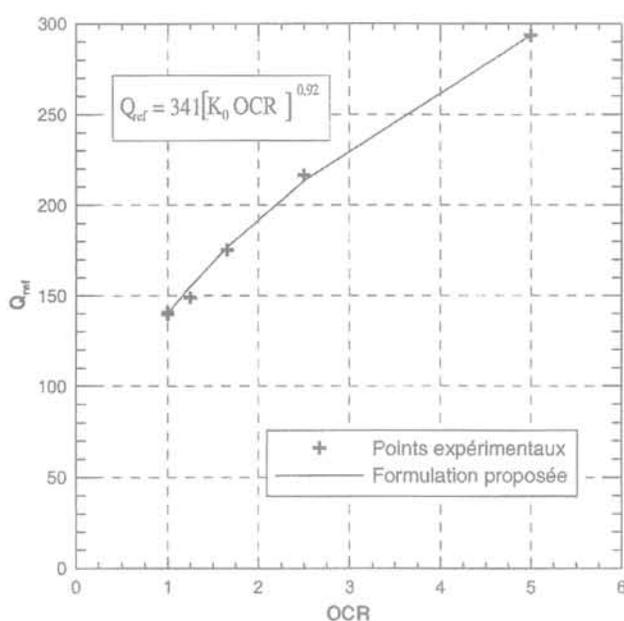


FIG. 9 Expression de la résistance de pointe moyenne en fonction du degré de consolidation. Reference CPT tip resistance versus OCR ratio.

## 2.4

### Instrumentation

Outre l'acquisition des moments de flexion dans la paroi, des capteurs potentiométriques assurent la mesure du déplacement vertical de la paroi et des déplacements horizontaux en pied, en tête et à mi-hauteur de la paroi. Ces différentes mesures permettent de suivre en continu les déplacements de l'écran durant l'excavation, mais également de préciser les conditions aux limites pour le traitement par double intégration des courbes de moment.

Les premiers essais ont montré une influence non négligeable de la présence des capteurs de déplacement sur les moments en tête de la paroi. Le dispositif a donc été aménagé et un capteur à triangulation laser a été utilisé par la suite pour mesurer le déplacement en tête, sans contact avec la paroi.

Des capteurs de déplacement ont également permis de mesurer le tassement du sol soutenu derrière l'écran et de dresser des profils de tassement relativement précis, à différentes étapes de l'excavation.

## 2.5

### Processus d'excavation

Le processus d'excavation influe directement sur le comportement d'un ouvrage de soutènement car il conditionne l'état de contrainte et la mobilisation des réactions du sol des deux côtés de la paroi. La modélisation doit donc correctement reproduire l'histoire du chargement et des contraintes existant dans un ouvrage réel.

Sur le modèle réduit, l'excavation est effectuée par ratissage du sol devant la paroi par couches élémentaires de 1,5 à 3 mm d'épaisseur (7,5 à 15 cm prototype) selon la profondeur. L'épaisseur est déterminée pour limiter à des valeurs admissibles les efforts exercés sur la colonne  $z$  du téléopérateur. Le sable excavé est stocké dans le conteneur dans une zone prévue à cet effet (Fig. 4).

Chacune de ces couches élémentaires est évacuée en cinq passes successives de la lame dans la largeur du conteneur (Fig. 10). L'excavation d'une couche dure entre trois et six minutes pour une durée totale de l'essai de quatre à huit heures selon la profondeur finale d'excavation. La vitesse d'excavation n'a pas d'effet sur la réponse de la paroi en raison de la nature du sol utilisé (sable sec).

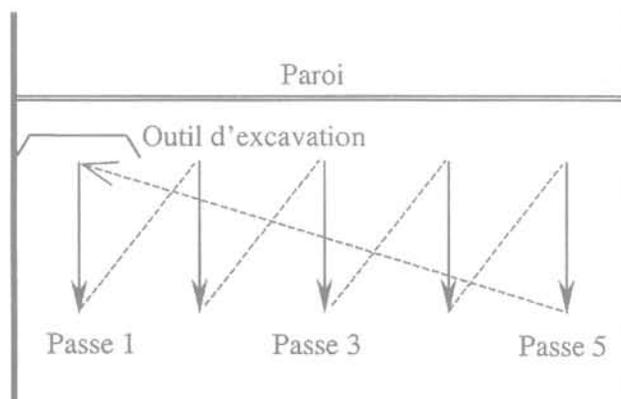


FIG. 10 Processus d'excavation par le robot. In-flight excavation procedure.

## 2.6

### Données obtenues et traitement des mesures

Selon le type d'essai, les données suivantes sont obtenues :

– les moments de flexion sur chaque niveau de jauges de déformation (22 mesures) ;

- les déplacements horizontaux de la paroi à quatre niveaux, deux de ces mesures étant doublées dans la largeur (1 à 7 mesures);
- le déplacement vertical de la paroi (1 mesure);
- les tassements du sol soutenu (1 à 4 mesures);

Toutes les mesures, transitant par une chaîne UPM60, sont acquises au terme des passes 1, 3 et 5 de chaque niveau d'excavation.

Les diagrammes de la pression différentielle exercée sur la paroi et les profils de déplacement sont obtenus par double dérivation et double intégration des courbes de moments de flexion. La double dérivation est effectuée à l'aide du logiciel Slivalic 5 (Degny, 1985). Dans un premier temps, les données des moments sont lissées par des splines quintiques. Cette méthode est préférée au lissage par des polynômes car les résultats des dérivations successives peuvent fortement dépendre du choix du degré du polynôme comme l'ont montré Boissier *et al.* (1978). Un paramètre d'ajustement permet en outre de régler la fidélité du lissage par rapport aux points expérimentaux. Ce paramètre peut lui-même être optimisé en minimisant l'énergie emmagasinée lors de la déformation de la paroi.

Les fonctions splines sont calculées sur six points expérimentaux successifs et glissent de point en point d'une extrémité à l'autre de la paroi en assurant la continuité des valeurs des moments et des deux premières dérivées. Dans un second temps, chaque spline est dérivée deux fois afin d'obtenir d'abord le profil d'effort tranchant, puis le profil de pression différentielle.

Les diagrammes de pression obtenus sont ensuite validés en vérifiant l'équilibre statique de la paroi (équilibre des efforts et des moments). Lorsque l'erreur sur ces équilibres est supérieure à 10 %, les diagrammes ne sont pas exploités. Cette procédure est en effet très sensible aux incertitudes expérimentales. Les sollicitations exercées sur la paroi et les déformations qui en résultent sont faibles par rapport au cas des pieux chargés latéralement en tête. Contrairement aux études sur les pieux, il est apparu que la méthode n'a pu être appliquée ici dans tous les cas, notamment lors des essais où la paroi est située à proximité d'une fondation encastrée (Gaudin, 2003).

La double intégration pose beaucoup moins de problème et elle est conduite selon un autre processus. Un programme écrit sous Visual Basic permet de représenter par un polynôme de degré 9 les moments de flexion mesurés. Ce polynôme est ensuite intégré deux fois avec, comme conditions aux limites, les mesures ponctuelles du déplacement horizontal de la paroi.

## 2.7

### Programme expérimental et objectifs

L'objectif de ces essais a d'abord été de valider le processus expérimental par l'étude du comportement de la paroi autostable. Les données expérimentales ont ensuite été comparées aux prévisions obtenues par la méthode aux coefficients de réaction. Le programme expérimental présenté dans le tableau IV comprend un essai sur paroi autostable sans fondation qui a été doublé afin de vérifier la reproductibilité du processus

expérimental. Il comprend également des essais sur paroi autostable située à proximité d'une fondation encastrée dans le sol à une distance de l'écran variant entre 0 et 4 m selon l'essai. L'excavation est effectuée jusqu'à une profondeur conduisant, soit à la rupture de l'ouvrage (très grands déplacements de la paroi), soit à une valeur limite du moment de flexion admissible par la paroi.

TABLEAU IV Programme expérimental.  
Experimental program.

| Réf. | Fondation                                 | Distance paroi (m) |
|------|---|--------------------|
| A0-1 | Sans                                      | -                  |
| A0-2 | Sans                                      | -                  |
| B1-1 | Fondation encastrée sous charge constante | 4,00               |
| B1-2 | Fondation encastrée sous charge constante | 2,50               |
| B1-3 | Fondation encastrée sous charge constante | 1,50               |
| B1-4 | Fondation encastrée sous charge constante | 0,75               |
| B1-5 | Fondation encastrée sous charge constante | 0,00               |
| B2-1 | Chargement d'une fondation superficielle  | 0,75               |
| B2-2 | Chargement d'une fondation superficielle  | 0,00               |

Le programme inclut enfin des essais sur paroi autostable avec chargement d'une fondation après excavation. La distance entre la fondation et la paroi varie alors entre 0 et 0,75 m et, dans ce cas, le chargement de la fondation est effectué après une excavation de 3 m soit approximativement la moitié de la hauteur d'excavation limite. Les essais portant sur les interactions avec une fondation chargée avant ou après excavation seront présentés et analysés dans une autre communication.

## 2.8

### Reproductibilité des essais

La reproductibilité du processus expérimental peut être évaluée en comparant les essais A0-1 et A0-2 effectués sous la même configuration et avec le même dispositif de mesure. Les profils de moments sont comparés sur la figure 11 pour différentes hauteurs d'excavation ( $h_e = 2,05$  m à 5,73 m). On peut noter une superposition satisfaisante des courbes de moments de flexion, avec un écart maximal de 25 % qui survient en pied de paroi et en fin d'essai, lorsque le comportement de la paroi est très instable (les grandeurs évoluent alors rapidement). L'écart moyen sur les moments maximaux, qui sont par ailleurs observés à la même cote lors des deux essais, ne dépasse pas quant à lui 5 %. La figure 11 montre également l'évolution du déplacement en tête de paroi en fonction de la hauteur d'excavation. Là encore, la superposition des courbes est très satisfaisante, avec un écart maximal entre les déplacements de 4 à 5 % pour une même hauteur d'excavation.

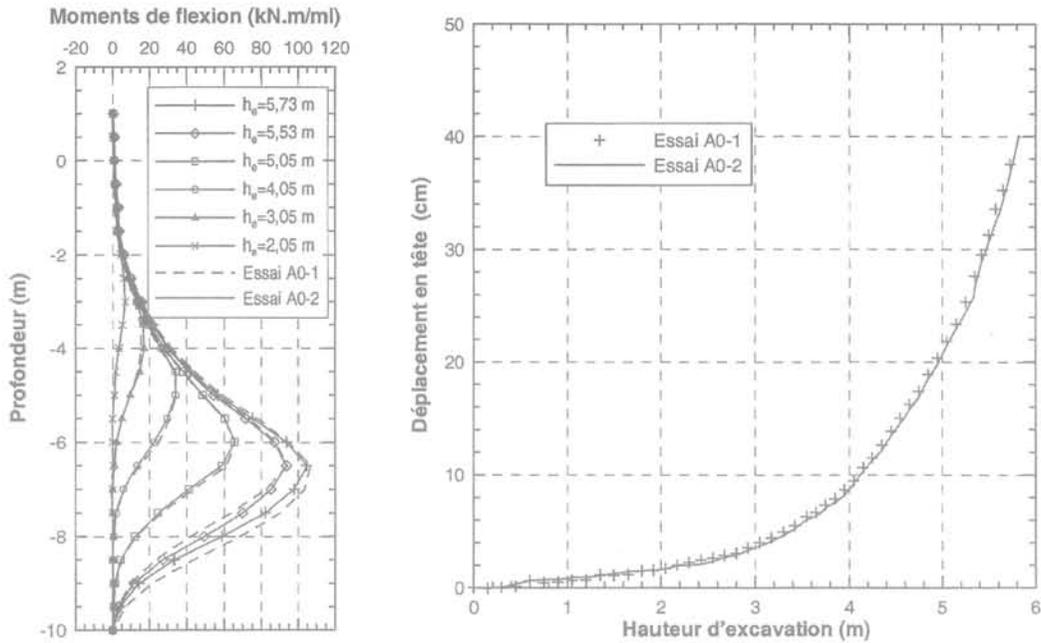


FIG. 11 Reproductibilité des essais – Valeur des moments de flexion et des déplacements pour les essais A0-1 et A0-2. Reproducibility of the tests – Bending moments and wall displacements in tests A0-1 et A0-2.

3

## Étude de la paroi autostable

3.1

### Présentation des résultats expérimentaux

La figure 12 présente les profils de moment de flexion et de déplacement pour différentes hauteurs d'excavation. Tous les résultats sont donnés en valeurs prototypes.

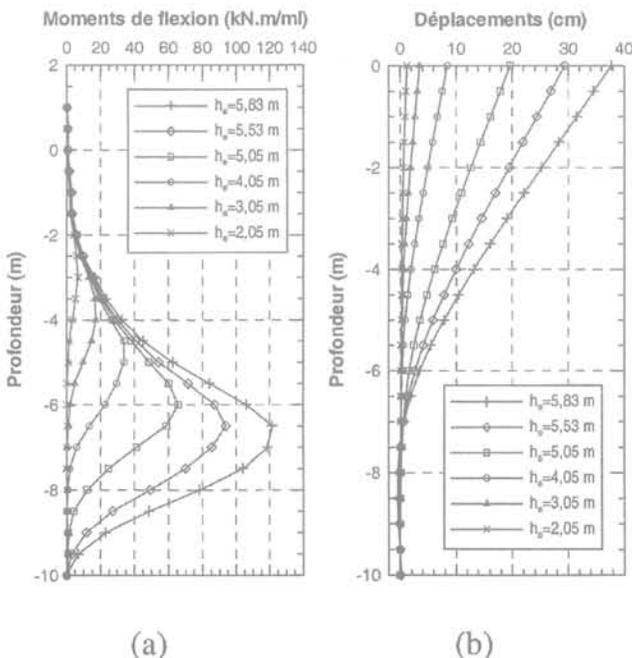


FIG. 12 Profils de moments et de déplacements de l'essai A0-1 pour différentes hauteurs d'excavation  $h_e$ . Bending moment and displacement profiles for test A0-1 for different excavation depths  $h_e$ .

Au terme de l'essai obtenu lorsque le moment maximal admissible est atteint, le déplacement en tête vaut 0,38 m, soit 3,8 % de la hauteur totale de l'ouvrage. Ce déplacement n'est pas acceptable pour un ouvrage en service où il est généralement limité entre 0,1 % et 0,5 % de la hauteur.

Les déplacements en fiche restent faibles par rapport aux déplacements en tête quelle que soit la hauteur d'excavation, traduisant la présence d'un encastrement en pied. Les déplacements en tête résultent essentiellement de la déformée propre du rideau. Localement, on peut cependant considérer, d'un point de vue de la modélisation, que le déplacement du rideau au niveau du fond de fouille est la somme d'une translation et d'une rotation. Les tables de Caquot-Kerisel (1973) sont donc applicables pour le calcul des coefficients de poussée et de butée.

L'excavation a été arrêtée à une profondeur de 5,83 m sans que la rupture complète de l'ouvrage ne soit atteinte. A ce stade, le moment de flexion maximal atteint 120 kN.m/ml (valeur limite admissible par la paroi avant plastification). Sans cette limite imposée par la paroi, l'excavation aurait sans doute pu être poursuivie et l'extrapolation des courbes de déplacement en tête et de moment maximal en fonction de la hauteur d'excavation situe la hauteur d'excavation limite entre 6,10 et 6,30 m.

Un calcul à l'équilibre limite, avec les coefficients de Caquot-Kerisel, selon le schéma classique du rideau encastré non ancré (avec  $\delta/\varphi = 1/3$  en poussée,  $\delta/\varphi = -1/3$  en butée pour  $\varphi = 38,3^\circ$  selon les résultats de la caractérisation de l'interface sol-paroi), conduit à une hauteur d'excavation maximale de 6,43 m et à un moment maximal de 227 kN.m/ml. Ces valeurs limites correspondent au cas du déversement d'un rideau très rigide avec de grands déplacements en pied pouvant mobiliser largement la butée. Elles s'appliquent donc mal au cas étudié ici où la butée en pied n'est que très partiellement mobilisée (60 kPa contre 400 kPa pour la butée théorique).

- Les diagrammes de pression résultante (différence entre les pressions s'exerçant de par et d'autre de la paroi) sont présentés sur la figure 13. Ils montrent les trois zones classiques de poussée, butée et contrebutée assurant l'équilibre statique de la paroi. Dans la partie libre soumise à la seule poussée, le diagramme de pression s'approche de la répartition triangulaire théorique. Les valeurs de poussée en tête de paroi évoluent peu au cours de l'excavation, ce qui témoigne que l'état d'équilibre limite actif est rapidement atteint par le massif.

La forme du diagramme des pressions au-dessous du niveau du fond de fouille est relativement constante. La valeur maximale de la pression résultante dans la zone de butée est observée à environ 1 m sous le fond de fouille. Elle croît régulièrement avec la hauteur d'excavation, d'environ 7 kPa pour  $h_e = 2,05$  m à plus de 60 kPa pour  $h_e = 5,83$  m. Elle reste dans tous les cas très inférieure à la valeur théorique maximum mobilisable (près de 400 kPa) comme indiqué ci-dessus.

La contrebutée maximale mobilisée croît également avec la hauteur d'excavation de moins de 5 kPa pour  $h_e = 2,05$  m à 40 kPa pour  $h_e = 5,83$  m (Figs. 13 et 14). Elle est rencontrée à une profondeur sous le fond de fouille variant de 2,50 à 3,00 m suivant la hauteur d'excavation. La zone de la paroi sur laquelle s'exerce la contrebutée a une hauteur d'environ 2,50 m. Elle migre progressivement vers le pied de la paroi lorsque l'excavation croît. Les théories qui supposent le passage brutal de la butée à la contre-butée à l'approche de l'équilibre limite constituent donc des approximations grossières. Des constatations analogues ont été faites lors d'études expérimentales de pieux sous charges latérales (Bouafia *et al.*, 1991).

Il faut cependant rappeler que les pressions résultantes sont obtenues par double dérivation des courbes de moments. Les profils de pression ne peuvent reproduire certains détails comme, par exemple, le point anguleux existant au niveau du fond de fouille sur des profils théoriques (Boissier *et al.*, 1978). Cette imperfection peut peut-être expliquer la petite zone de poussée négative qui apparaît juste au-dessus du fond de fouille sur certains profils.

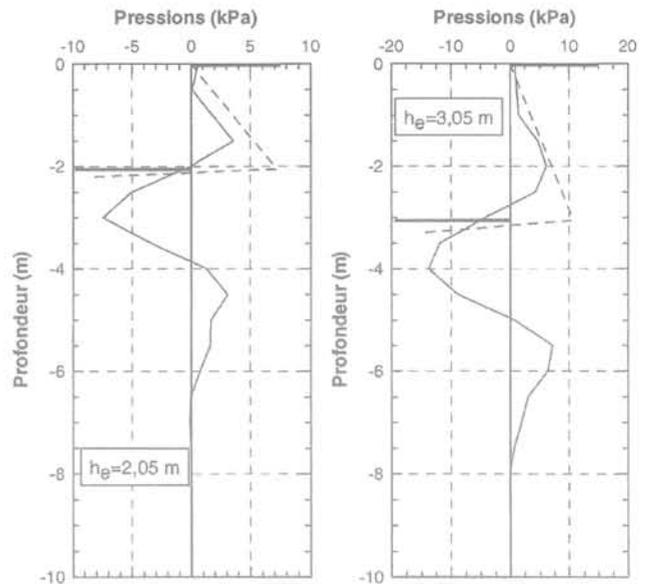


FIG. 13 Diagrammes de pressions nettes de l'essai A0-1 pour deux hauteurs d'excavation ( $h_e = 2,05$  m et  $h_e = 3,05$  m). Pressure diagrams for test A0-1 for two excavation depths ( $h_e = 2.05$  m and  $h_e = 3.05$  m).

### 3.2

## Calculs aux coefficients de réaction

### 3.2.1

#### Loi de réaction utilisée

Bien que les hypothèses sur lesquelles elle repose soient discutables, la méthode aux coefficients de réaction reste en France la méthode de référence pour l'ingénierie des soutènements (Delattre, 2002). Cette méthode a déjà été abondamment décrite, et on se contente ici de rappeler les principales hypothèses faites dans le logiciel RIDO4 (Fages, 1985) utilisé pour les calculs présentés ici.

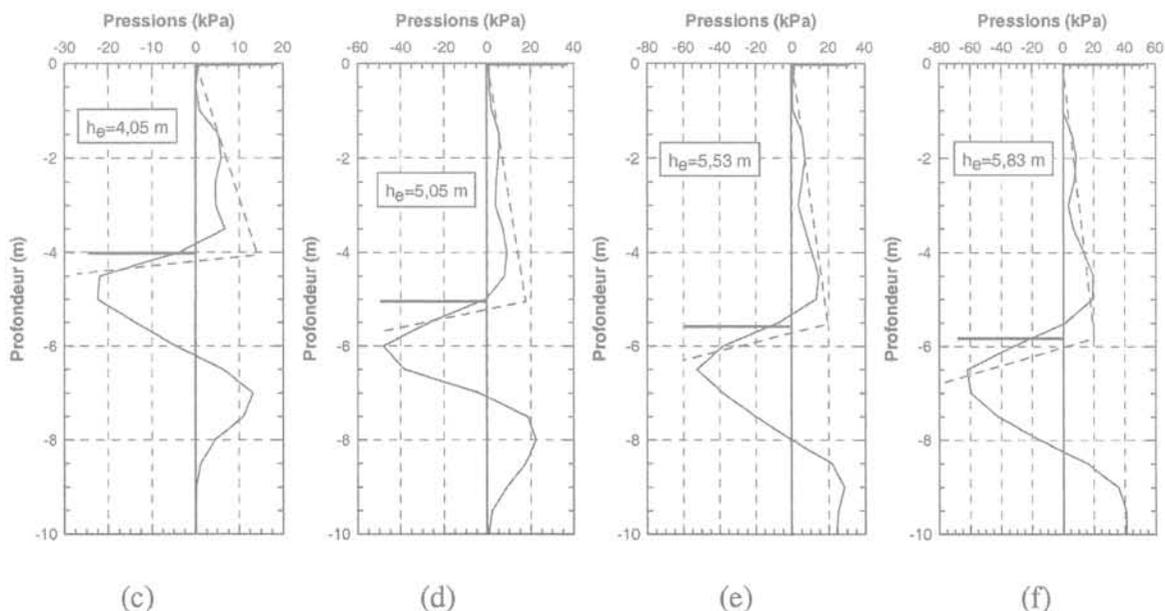


FIG. 14 Diagrammes de pressions nettes de l'essai A0-1 pour différentes hauteurs d'excavation  $h_e$ . Pressure diagrams for test A0-1 for different excavation depths  $h_e$ .

A l'état initial, à déplacement nul, les pressions de part et d'autre du rideau sont définies à partir du coefficient  $K_0$  :

$$P_0 = K_0 \gamma z + S \quad (4)$$

avec  $z$  : la profondeur du point considéré ;  
 $\gamma$  : le poids volumique du sol ;  
 $S$  : la pression exercée par la surcharge sur le sol si elle existe.

La pression varie ensuite linéairement avec le déplacement horizontal de la paroi selon l'expression (5) tout en étant bornée par les équilibres limites de poussée et de butée.

$$P = P_0 + k_h (y - v(z)) \quad (5)$$

avec  $y$  : déplacement du point considéré ;  
 $v(z)$  : facteur rendant compte de l'irréversibilité du comportement du sol.

Le coefficient de réaction  $k_h$  est défini par la relation suivante :

$$k_h = R_e + \gamma z R_p \quad (6)$$

où  $R_e$  représente la valeur du coefficient de réaction pour  $z = 0$  et  $R_p$  la variation de coefficient de réaction en fonction de la contrainte verticale.

La construction de la courbe de réaction entre la phase  $n$  et la phase  $n+1$  s'effectue en deux étapes :

- la mise à niveau de l'état de contrainte à déplacements nuls, qui dans le cas d'un déchargement se fait selon un chemin irréversible ( $\Delta\sigma_h \neq K_{cd} \Delta\sigma_v$ , avec  $K_{cd} = 0$  puis  $K_{cd} = K_p$ ) ;
- la mise en déplacement en suivant la courbe de réaction précédemment calée.

### 3.2.2

#### Règles usuelles de détermination des coefficients de réaction

Le coefficient de réaction  $k_h$  n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, mais le paramètre d'une loi d'interaction simplifiée entre le sol et la paroi permettant de relier forfaitairement le déplacement de la paroi en un point donné à la pression qui s'y applique. Sa détermination a donc fait l'objet de nombreuses recherches. On retiendra principalement celles de Ménard *et al.* (1964) qui ont proposé, pour la partie en fiche de l'écran, une relation entre le coefficient de réaction et le module pressiométrique  $E_m$  :

$$k_h = \frac{E_m}{\frac{\alpha a}{2} + 0,133(9a)^\alpha} \quad (7)$$

où  $\alpha$  désigne un coefficient rhéologique égal à 1/3 pour les sables et  $a$  un paramètre dimensionnel dépendant de la géométrie de l'ouvrage.

Cette formulation a été reprise par Balay (1985) qui a étendu la proposition de Ménard *et al.* à l'interaction sol/paroi et proposé une méthode de détermination du paramètre dimensionnel  $a$  en fonction du phasage des travaux et une expression de  $k_h$  pour les phases de mise en tension des tirants.

Les recommandations de Balay sont aujourd'hui largement utilisées et ont fait l'objet de plusieurs discussions, notamment par Simon (1995) et Schmitt (1995, 1998).

Simon propose de distinguer les parties de l'écran où la surface libre est intéressée (zone en poussée et en

butée) et les parties où la surface libre n'intervient pas (zone entre deux points d'appuis). Dans le premier cas, les propositions de Balay pour la détermination du paramètre  $a$  restent applicables, en prenant soin tout de même de vérifier que les hypothèses nécessaires au calcul du paramètre  $a$  sont bien compatibles avec le mode de fonctionnement de l'ouvrage. Dans le second cas, Simon propose une méthode itérative de détermination de  $k_h$  reposant sur la similitude de comportement de la paroi au droit des appuis et celui d'une semelle de largeur finie soumise à une charge concentrée. Cette méthode conduit à un coefficient  $k_h$  sensiblement plus faible que celui proposé par Balay.

La démarche de Schmitt est similaire à celle de Simon dans le sens où il relie le paramètre dimensionnel  $a$  aux différents modes de fonctionnement de la paroi. Il propose notamment de définir le paramètre  $a$  comme étant la hauteur de la paroi où des déplacements significatifs se produisent (> 20 % du déplacement maximal). Dans la pratique, pour les écrans de longueur élastique  $l_0$  inférieure à 2/3 de la fiche  $f$ , cette proposition conduit à un paramètre  $a$  égal à :

$$a = 1,7 \left( \frac{EI\alpha}{E_m} \right)^{1/3} \quad \text{si } l_0 = 4 \sqrt{\frac{4EI}{k_h}} \leq \frac{2}{3} f \quad (8)$$

Schmitt propose également de prendre en compte la non linéarité du comportement du sol en introduisant, du fait des faibles déformations induites dans les ouvrages de soutènement, un module d'élasticité défini par :

$$E_s = 4 \frac{E_m}{\alpha} \quad (9)$$

L'expression du coefficient de réaction se résume alors à :

$$k_h = \frac{E_s}{a} \quad (10)$$

Notons que cette formulation du coefficient de réaction s'applique à toutes les parties de l'ouvrage.

Dans le cas présent, en l'absence d'appuis, la détermination du paramètre  $a$  est plus aisée, et les règles proposées par Balay ont été retenues pour une première approche. On verra que les comparaisons entre ce calcul et les résultats expérimentaux nous ont conduits à reformuler le coefficient  $k_h$  en se basant sur les recommandations de Schmitt.

L'ensemble de ces considérations qui affine la détermination du coefficient de réaction ne doit pas faire oublier que  $k_h$  reste un coefficient empirique, dans une certaine mesure artificiel, et que sa connaissance dans un rapport de 1 à 2 reste souvent suffisante pour la mise en œuvre de la méthode dans la pratique.

### 3.2.3

#### Paramètres adoptés pour le calcul de la paroi testée en centrifugeuse

Les paramètres adoptés pour le calcul aux coefficients de réaction sont présentés dans le tableau V. Le coefficient  $K_0$  a été obtenu par mesure directe des contraintes totales verticales et horizontales en centri-

TABLEAU V

## Paramètres initiaux pour le calcul aux coefficients de réaction.

Initial Parameters used for the subgrade reaction calculations.

| $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $K_0$ | $K_a$ | $K_p$ | $\varphi$ | $c$ (kPa) | $\delta_a$ | $\delta_p$ | $\alpha$ | $k_n$ |
|----------------------------------|-------|-------|-------|-----------|-----------|------------|------------|----------|-------|
| 16,0                             | 0,38  | 0,217 | 8,08  | 38,3      | 2,6       | 0,67       | -0,5       | 0,33     | Balay |

fugeuse (Gaudin, 2002c). L'inclinaison des forces de poussée et de butée est prise selon les règles de Balay en considérant, au vu des grands déplacements de la paroi, que le frottement maximal est mobilisé. Les coefficients  $K_a$  et  $K_p$  sont issus des tables de Caquot *et al.* (1973) (déterminés à partir de l'angle de frottement interne du sol, de la géométrie du massif et des hypothèses sur l'inclinaison des forces de poussée et butée). Les coefficients de réaction ont été déterminés à partir des recommandations de Balay en considérant en première approximation que le module pressiométrique  $E_m$  varie avec la profondeur comme la résistance de pointe pénétrométrique selon l'expression suivante (Cassan, 1978) :

$$E_m = q_c \quad (11)$$

## 3.2.4

## Confrontation entre les calculs et les résultats expérimentaux

Les résultats du calcul mené avec les paramètres issus des recommandations usuelles sont présentés sur les figures 15 et 16 pour deux hauteurs d'excavation,  $h_e = 4,05$  m et  $h_e = 5,83$  m.

Les résultats appellent plusieurs remarques :

- le comportement de l'ouvrage est assez correctement retranscrit. L'encastrement réel en pied de l'ouvrage est convenablement représenté, la déformée de la paroi ne concerne que la partie au-dessus du fond de fouille. Les profils de moments sont à peu près conformes aux résultats expérimentaux ;

- la poussée sur la paroi est correctement estimée, confirmant ainsi la valeur théorique du coefficient  $K_a$  adopté comme valeur de poussée moyenne ;

- à l'inverse, les pressions en fiche sont moins bien modélisées, notamment en fin d'essai. Les pressions maximales dans la zone de butée sont fortement surestimées pour toutes les hauteurs d'excavation. La répartition entre butée et contre butée n'est pas conforme aux résultats expérimentaux, même si la hauteur de paroi concernée est sensiblement la même. En fin d'essai, les calculs laissent entrevoir un supplément de fiche mobilisable plus important que ne l'indiquent les données expérimentales. Le calcul conduit d'ailleurs à une hauteur d'excavation limite de 6,60 m, voisine de la valeur de 6,43 m obtenue par la méthode d'équilibre limite (cf. § 3.1) ;

- les déplacements et les moments de flexion sont sensiblement sous estimés par le calcul, notamment en fin d'essai, principalement à cause de la surestimation de la butée.

Avec le jeu de paramètres déduit des règles usuelles, il apparaît que le comportement de l'ouvrage est correctement prédit par le calcul, mais que les spécificités de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement ne sont pas intégralement pris en compte. En particulier, le sol s'avère sensiblement plus raide dans le calcul qu'il ne l'est en réalité, accentuant l'encastrement de la paroi.

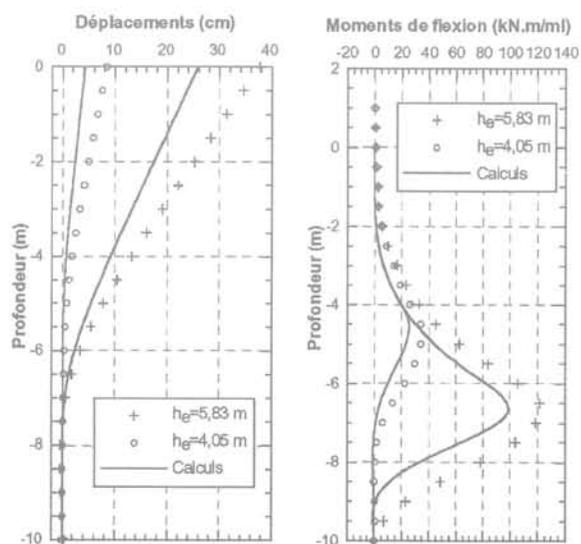


FIG. 15 Essai A0-1. Comparaison des déplacements et des moments de flexion mesurés et calculés.

Test A0-1. Comparison between measured and calculated displacement and bending moment.

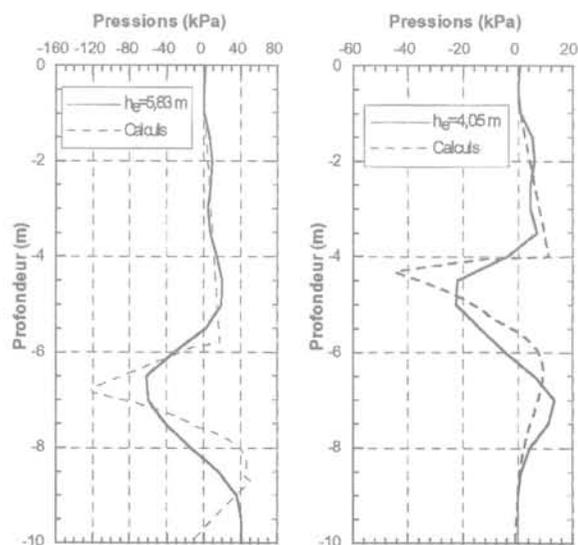


FIG. 16 Essai A0-1. Comparaison des diagrammes de pressions nettes mesurées et calculées. Comparison between measured and calculated soil pressure.

### Calages des paramètres

La détermination des paramètres  $K_a$  et  $K_p$  est en général peu sujette à discussion et l'optimisation des résultats d'un calcul au coefficient de réaction passe le plus souvent par une réflexion approfondie sur le coefficient de réaction  $k_h$ . La détermination de  $k_h$ , qui caractérise le comportement du sol dans sa partie élastique, doit se faire à partir des données théoriques et bibliographiques, mais en tenant compte aussi des spécificités de l'ouvrage (notamment sa déformabilité et le taux de déformation atteint) et du sol (forte évolution des caractéristiques avec la profondeur).

Dans le cas présent, la modélisation du comportement de la paroi passe également par la détermination des caractéristiques à la rupture qui sont elles aussi fonction des spécificités de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement. Du fait de la très grande souplesse de la paroi testée, les déplacements résultent pour l'essentiel de sa déformée propre dans la partie hors fiche sous l'action de la poussée du sol. La partie en fiche reste faiblement sollicitée et l'état limite de butée est uniquement mobilisé en partie supérieure de la fiche. Cet aspect pourrait laisser supposer que  $k_h$  a peu d'influence sur le comportement de l'ouvrage et que seul  $K_a$  est important. Différents calculs (Gaudin, 2002c) ont montré que  $k_h$  conserve un effet, bien que faible, sur le résultat des calculs, notamment en terme de déplacements. A l'inverse, l'influence sur les pressions exercées sur la paroi est quasiment nulle.

Après le calcul à partir des recommandations usuelles, le calage des paramètres peut donc être envisagé à partir des éléments suivants :

- détermination de  $K_a$  et  $K_p$  en fin d'essai, c'est-à-dire près de la rupture, à partir du diagramme des pressions ;
- détermination de  $k_h$  pour des hauteurs d'excavation intermédiaires c'est-à-dire dans le domaine « élastique » à partir des profils de déplacements.

Le calcul initial sous-estime les déplacements et les moments dans l'écran à tous les stades de l'excavation. Au vu des remarques précédentes, les coefficients  $K_a$  et  $K_p$  sont calés sur la dernière hauteur d'excavation, indépendamment de  $k_h$ , en essayant de faire coïncider les diagrammes de pressions issus du calcul avec les diagrammes de pressions expérimentaux. La poussée étant relativement bien connue,  $K_a$  reste sensiblement inchangé (ce qui en outre s'accorde avec les résultats expérimentaux), et  $K_p$  est modifié de façon à diminuer la butée maximale et à la ramener à des valeurs proches de celles obtenues expérimentalement. Au final, un coefficient  $K_p$  de 4,3 permet de retrouver les résultats expérimentaux en fin de d'essai, aussi bien pour les pressions que pour les moments de flexion et les déplacements. Cette valeur de  $K_p$  correspond à une réalité physique, elle est égale à celle obtenue à partir des tables de Caquot Kérisel en considérant une inclinaison nulle des forces de butée. Cette inclinaison nulle

peut peut-être se justifier dans le cas présent en considérant le faible déplacement vertical relatif sol-paroi.

Pour les hauteurs d'excavation intermédiaires, il apparaît que le coefficient  $k_h$  est surestimé dans la zone de butée. Il y a lieu de tenir compte du déchargement du sol et d'adapter les valeurs du coefficient  $k_h$  aux caractéristiques mécaniques du sol déchargé. A partir de cette hypothèse, le coefficient  $k_h$  a été calculé avec la formule (12) due à Marche (1974), à partir de la résistance de pointe pénétrométrique  $q_c$  et en prenant pour paramètre  $a$  la hauteur de paroi soumise à des efforts de butée et de contre-butée.

$$k_h = 4,5 \frac{q_c}{a} \quad (12)$$

On remarque, sur les résultats expérimentaux, que cette hauteur est sensiblement constante quelle que soit la hauteur d'excavation (approximativement 4,5 m). Le coefficient  $k_h$  est alors équivalent à la résistance de pointe  $q_c$  et est croissant avec la profondeur. Cette formulation a pour conséquence de diminuer les coefficients de réaction dans le sol en butée, augmentant ainsi les déplacements de la paroi et diminuant les pressions de butée. Elle permet également de mieux modéliser le passage de la butée à la contre butée (Gaudin, 2002c).

Les paramètres calés sont représentés dans le tableau VI. Les résultats du second calcul conduit avec ces paramètres sont présentés sur les figures 17 et 18 et montrent un meilleur accord entre les prédictions théoriques et les données expérimentales.

Les principaux enseignements qui peuvent être tirés de la comparaison des résultats expérimentaux avec le calcul aux coefficients de réaction sont résumés ci-après :

- le calcul effectué selon les règles usuelles et à partir de paramètres déduits d'essais courants modélise correctement le comportement de la paroi. L'écart relatif entre les résultats du calcul et les données expérimentales est au maximum de 20 % pour les moments et 30 % pour les déplacements. Ces écarts restent raisonnables compte tenu des fondements de la méthode et des hypothèses faites ;
- il est possible d'améliorer les résultats du calcul en tenant compte des spécificités et du mode de fonctionnement de la paroi. La mobilisation partielle de la butée limite au niveau du fond de fouille due à la grande souplesse de la paroi peut être représentée en diminuant le coefficient de butée  $K_p$ . Il reste à préciser si cette diminution est arbitraire ou si elle correspond à une réalité physique concernant l'inclinaison des pressions de butée. Car, si cette valeur permet d'approcher les résultats expérimentaux, elle ne permet pas de déterminer la hauteur d'excavation limite. Le coefficient  $K_p$  permettant d'obtenir, par le calcul, une hauteur d'excavation limite égale à celle déduite des résultats expérimentaux, soit environ 6,30 m, est voisin de 2 (mais les déplacements et les moments de flexion de la paroi avec cette valeur sont alors très fortement surestimés) ;

**TABEAU VI Paramètres ajustés pour le calcul aux coefficients de réaction.**  
Adjusted Parameters used for the subgrade reaction calculations.

| $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $K_a$ | $K_p$ | $\varphi$ (°) | $c$ (kPa) | $\delta_a$ | $\delta_p$ | $\alpha$ | $k_h$ |        |
|----------------------------------|-------|-------|---------------|-----------|------------|------------|----------|-------|--------|
| 16,0                             | 0,38  | 0,226 | 4,3           | 38,3      | 2,6        | 0,33       | 0        | 0,33  | Marche |

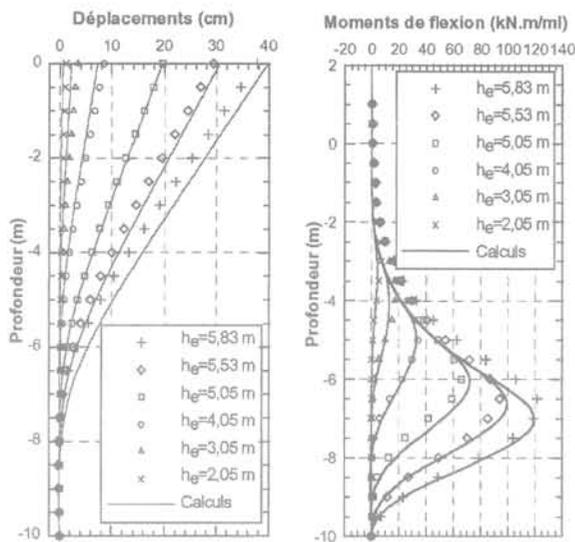


FIG. 17 Essai A0-1. Comparaison des déplacements et des moments de flexion mesurés et calculés après ajustement des paramètres. Test A0-1. Comparison between measured and calculated displacement and bending moment using fitted parameters.

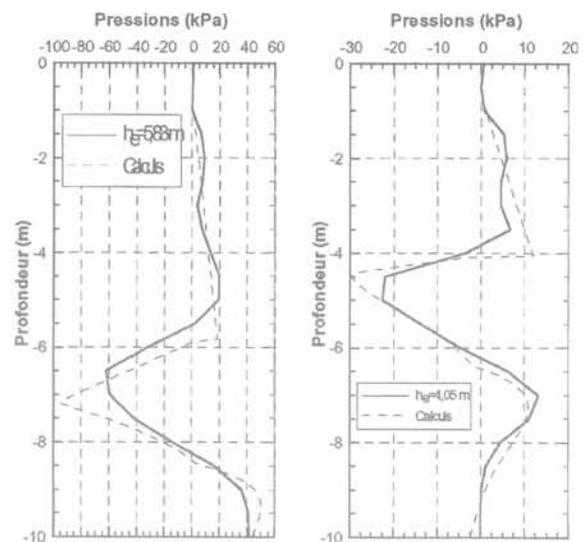


FIG. 18 Essai A0-1. Comparaison des diagrammes de pressions nettes mesurées et calculées après ajustement des paramètres. Comparison between measured and calculated pressure using fitted parameters.

– l'ordre de grandeur des coefficients de réaction  $k_h$  calés sur les résultats expérimentaux est sensiblement le même que celui des coefficients issus de la formule de Ménard. Ces derniers sont cependant surestimés dans la zone de butée. Il est nécessaire de considérer l'état de contrainte réel du sol de butée pour la détermination des coefficients de réaction. L'évolution du coefficient de réaction avec la profondeur est dans le cas présent un élément important de la qualité des résultats et notamment de la modélisation de la répartition des forces de butée et contrebutée ;

– le coefficient de réaction est directement lié au paramètre  $a$ , comme l'avait déjà noté Schmitt (1995) à partir d'observations sur plusieurs ouvrages. Cependant, dans le cas présent, ce paramètre  $a$  pu être simplement relié à la hauteur de paroi mobilisé en fiche, ce qui correspond à la définition initiale du paramètre  $a$  par Ménard *et al.* (1964) pour des ouvrages similaires sollicités dans la partie hors fiche par la poussée active.

#### 4

## Conclusion

Des essais ont été réalisés au Laboratoire central des ponts et chaussées sur un modèle réduit d'écran de soutènement en utilisant un robot embarqué dans la centrifugeuse pour effectuer le terrassement devant la paroi en cours de rotation. La procédure expérimentale a d'abord été validée. Les données obtenues semblent fiables et répétitives et le comportement de la paroi est globalement conforme aux observations généralement faites sur ce type d'ouvrages (cinématique, déformation de l'écran, déplacement du sol soutenu, moments de flexion). Les diagrammes de pression (résultante des pressions s'exerçant sur chaque face) ont dans certains cas pu être déterminés par double dérivation des courbes de moment. Cette opération reste délicate et la mesure directe à l'aide de capteurs de pression totale est une autre voie à explorer.

Dans les essais décrits, le comportement de la paroi pendant l'excavation est gouverné par sa grande déformabilité. Elle conduit à la mobilisation totale de la poussée hors fiche et à une faible mobilisation du sol dans les zones de butée et contrebutée.

Des essais de cisaillement en laboratoire ont fourni les paramètres nécessaires pour appliquer la méthode aux modules de réaction. Avec les règles usuelles et dans des conditions d'utilisation courantes, cette méthode conduit à une assez bonne prévision des moments, des déplacements et même des pressions dans la zone hors fiche. Les pressions dans les zones de butée et contrebutée sont par contre surestimées.

Les conditions ne sont pas très favorables pour appliquer la méthode au module de réaction en raison de la forte déformabilité de la paroi et du gradient des caractéristiques mécaniques du sol avec la profondeur. En procédant à un calage des paramètres (coefficient de butée et module de réaction) avec une meilleure prise en compte des spécificités et du mode de fonctionnement de cette paroi, la prévision des pressions en butée et contrebutée peut être nettement améliorée.

Des essais ont par ailleurs été réalisés pour étudier les interactions entre une paroi et une fondation chargée avant ou après excavation. Une prochaine étape consistera à examiner le comportement de parois soutenues par des butons ou même des tirants actifs.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble de l'équipe technique assurant la mise en œuvre de la centrifugeuse et du robot embarqué et plus particulièrement Patrick Gaudicheau, Claude Favraud et Gérard Rault. Ils remercient également vivement M. Robert Fages pour son concours sur les calculs aux modules de réaction ainsi que les relecteurs de cet article pour leurs remarques très constructives. M. Jean-François Serratrice est également ici vivement remercié pour son précieux concours lors de la réalisation et l'interprétation des essais triaxiaux.

- Balay J.-M. – *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction : note d'information technique*. LCPC, ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports, 1985, 25 p.
- Bodin D. – *Modélisation physique des parois de soutènement : étude de faisabilité*. Rapport de DEA, École centrale de Nantes, 1999, 74 p.
- Boissier D., Gielly J., Kastner R., Mangin J.-C. – Détermination des moments et des pressions exercées sur un écran à partir de mesures inclinométriques. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, 1978, p. 522-536.
- Bolton M.D., Stewart D.I. – *The design of deep in situ walls*. *Centrifuge 88* (Corté J.-F. Ed.). Balkema, 1988, p. 405-414.
- Bouafia A. – *Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse*. Thèse de doctorat, ENSM de Nantes, 1990, 267 p.
- Bouafia A., Garnier J. – Experimental study of P-Y curves for piles in sand. *Centrifuge 91* (Hon-Yim K. Mc Lean F. Eds). Balkema, 1991, p. 261-268.
- Caquot A., Kerisel J., Absi E. – *Table de butée et de poussée*. Gauthier-Villars, Paris, 1973, 178 p., 2<sup>e</sup> éd.
- Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols* (tome 2). Eyrolles, 1978, 332 p.
- Degny E. – Slivalic 5 : programme de lissage par spline quintique, notice d'utilisation. FAER 1.05.10.4. LCPC, ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, 1985, 24 p.
- Delattre L. – *Comportement des écrans de soutènement : expérimentations et calculs*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 1999, 498 p.
- Delattre L. – Un siècle de méthode de calcul d'écrans de soutènement. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 234, 2002, p.35-56.
- Fages R. – *RIDO 4, Notice d'utilisation*, Robert Fages. Logiciel, 1985, 50 p.
- Garnier J., Cottineau L.-M., Bangratz J.-L., Gigan J.-P. – Influence des conditions de sol-structure sur le comportement d'un écran : modélisation par centrifugeuse et analyse numérique. *Colloque international Sol-Structures*, Paris, 5-7 mai 1987, p. 577-584.
- Garnier J., König D. – Scale effects in piles and nails loading tests in sand. *Centrifuge 98*, Tokyo (Eds Kimura et al.), Balkema, 1998, p. 202-210.
- Garnier J., Derx F., Cottineau L.-M., Rault G. – Études géotechniques sur modèles réduits centrifugés – Évolution des matériels et techniques expérimentales. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 223, 1999, p. 27-50.
- Garnier J. – Modèles physiques en géotechnique – Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. *Revue française de géotechnique*, n° 97, 2002, p. 3-29.
- Gaudin C. – *Détermination de l'état de contrainte géostatique des massifs sableux centrifugés par essais pénétrométriques et pressiométriques*. Rapport de DEA, École centrale de Nantes, 1999, 124 p.
- Gaudin C., Serratrice J.-F., Thorel L., Garnier J. (a) – Caractérisation du comportement d'un sol par essais triaxiaux pour la modélisation numérique d'un écran de soutènement. *Symposium international Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, 2-4 septembre 2002, Paris.
- Gaudin C., Riou Y., Popa H., Garnier J. (b) – Numerical modelling of centrifuge test on embedded wall. *5<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 5-6 Sept. 2002, Paris, France.
- Gaudin C. (c) – *Modélisation physique et numérique des écrans de soutènement : application à l'étude de l'effet d'une surcharge sur le sol soutenu*. Thèse de doctorat, université de Nantes-École centrale Nantes, 2002, 410 p.
- Gaudin C., Garnier J., Gaudicheau P., Favraud C. – Étude des interactions entre une fondation filante et un écran de soutènement. *XIII<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols et géotechnique*, 25-28 août 2003, Prague, vol. 2, 2003, p. 155-160.
- Marche – *Sollicitations en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent*. Thèse de doctorat, École polytechnique de Lausanne, 1974.
- Maréchal O. – *Portance des fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 357 p.
- Ménard L., Bourdon G., Houy A. – Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols and Soils*, 1964, n° 12.
- Mezazigh S. – *Étude expérimentale des pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1995, 266 p.
- Powrie A., Richards D.J., Kantartzi C. – Modelling diaphragm wall installation and excavation processes. *Centrifuge 94* (Leung, Lee & Tan Eds), Balkema, 1994, p. 655-661.
- Remaud D. – *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 328 p.
- Schmitt P. – Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol, vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. *Revue française de géotechnique*, n° 71, 1995, p. 3-10.
- Schmitt P. – De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur. *Revue française de géotechnique*, n° 85, 1998, p. 79-87.
- Simon B. – Commentaire sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement. *Revue française de géotechnique*, n° 71, 1995, p. 11-20.
- Ternet O. – *Reconstitution et caractérisation des massifs de sable : application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration*. Thèse de doctorat, université de Caen, 1999, 184 p.