

Modélisation numérique et physique du comportement d'une paroi de soutènement

Christophe GAUDIN

University of Western Australia. Centre for offshore Foundations systems

Horatio POPA

Technical University of Civil Engineering, Bucarest, Roumanie

Luc THOREL

Jacques GARNIER

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Une étude expérimentale et numérique a été menée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) sur un modèle réduit centrifugé d'écran de soutènement, fiché dans du sable sec, afin d'étudier son comportement et les interactions entre cette paroi autostable et une fondation filante placée à proximité. Le dispositif expérimental développé à cet effet permet de simuler de manière réaliste l'excavation et ses effets pouvant ainsi servir à la validation de modèles numériques. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques pour deux modèles de comportement, un modèle élastoplastique parfait (Mohr-Coulomb) et un modèle élastoplastique à écrouissage isotrope (Vermeer), fournit des indications quant à la pertinence de ces modèles pour le calcul numérique des murs de soutènement.

DOMAINE : Sciences de l'ingénieur.

ABSTRACT

NUMERICAL AND PHYSICAL MODELING OF THE BEHAVIOR OF A RETAINING WALL

An experimental and numerical study has been carried out at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées on a reduced-scale model of a retaining wall, embedded into dry sand, in order to investigate its general behavior as well as the interactions with a strip foundation resting nearby. The experimental device developed allows a realistic modelling of the excavation process, providing results which can be used to validate numerical models. A comparison of experimental and numerical results for two constitutive models, a perfectly-elastoplastic model (Mohr-Coulomb) and an elastoplastic model with isotropic strain hardening (Vermeer), provides indications on the pertinence of these families of models for the numerical modelling of retaining walls.

FIELD: Engineering sciences.

INTRODUCTION

La validation d'une loi de comportement et plus généralement d'un code de calcul repose principalement sur la comparaison entre des données expérimentales et des résultats de calculs numériques (cf. par exemple [1, 2]). Cependant, cette comparaison s'avère parfois délicate du fait à la fois des incertitudes expérimentales (précision des mesures, variabilité des paramètres de sol, de chargement, etc.) et des limites des modèles numériques (détermination des paramètres clefs de l'interface sol-structure, effet des conditions aux limites et du maillage, prise en compte de la localisation des déformations, de la rupture, etc.).

Un des avantages de la modélisation physique en centrifugeuse réside dans le contrôle poussé des procédures expérimentales, des paramètres du sol (le plus souvent reconstitué), des dimensions et des caractéristiques du modèle. Ainsi, dans la modélisation numérique d'essais en centrifugeuse, les incertitudes liées à ces paramètres sont réduites et l'attention peut être portée aux lois de comportement, l'une des principales difficultés de la modélisation numérique.

Bien que la modélisation physique en centrifugeuse soit utilisée avec succès depuis de nombreuses années, notamment pour les problèmes traitant des fondations [3], son application à l'étude des ouvrages de soutènement demeure délicate du fait de la difficulté de modéliser l'excavation du sol. Il est en effet admis que l'état de contrainte à proximité de l'ouvrage est totalement gouverné par l'histoire des contraintes, liée au processus d'excavation qui doit être reproduit fidèlement en centrifugeuse. Différentes techniques ont jusqu'à présent été utilisées afin de simuler les différentes phases de l'excavation, mais il est très vite apparu que seule une excavation mécanique en cours de centrifugation permettait de modéliser correctement ce processus. Cette opération peut être conduite par des dispositifs embarqués spécifiques ou par des robots polyvalents comme celui mis en service récemment sur la centrifugeuse du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées [4-6].

Des essais en centrifugeuse ont ainsi été réalisés sur une paroi autostable, encastrée dans un sable sec [7]. L'étude expérimentale a été conduite en deux étapes. Au cours de la première, le comportement de la paroi a été étudié afin de valider le processus et le dispositif expérimental. Au cours de la seconde, les problèmes d'interaction entre une paroi de soutènement et une fondation filante ont été étudiés.

Une modélisation numérique des essais en centrifugeuse a également été entreprise selon une procédure identique. Les essais sur paroi autostable ont été modélisés afin d'évaluer et de comparer deux modèles de comportement :

- un modèle élasto-plastique parfait : le modèle de Mohr-Coulomb sans écrouissage, le plus couramment utilisé ;
- un modèle élasto-plastique à deux mécanismes écrouissables : le modèle de Vermeer.

Les résultats de cette première modélisation ont permis de dégager des recommandations pour la modélisation numérique des ouvrages de soutènement qui ont été par la suite utilisées pour étudier l'interaction entre la paroi et la fondation filante.

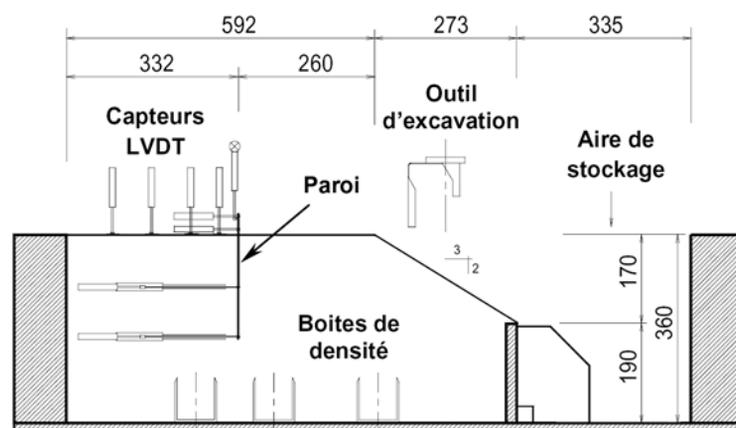
ÉTUDE EXPÉRIMENTALE EN CENTRIFUGEUSE

Dispositif expérimental

Les essais en centrifugeuse sont décrits en détails dans [8]. 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^e, 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.m² (ce qui correspond approximativement à un profilé de type Arbed PU6). La longueur totale de la paroi est égale à la largeur du conteneur dans lequel le modèle est placé, soit 0,80 m. 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 (4 m en grandeur réelle), largeur maximale pour assurer un comportement de type poutre et éviter les effets de gauchissement. Elle est instrumentée par vingt-deux paires de jauges de déformation. Après étalonnage de la paroi, par chargement en laboratoire [7], la mesure des jauges donne directement le moment de flexion à la profondeur considérée.

Le modèle est placé dans un conteneur rectangulaire de dimensions 1 200 × 800 × 360 mm. Il est instrumenté afin de pouvoir mesurer les déplacements horizontaux de la paroi via des capteurs de déplacement potentiométriques. Ces capteurs sont disposés en tête, au milieu et en pied de paroi. Les données ainsi recueillies servent de conditions limites pour la double intégration des mesures de moments de flexion, conduisant aux profils de déplacements de la paroi. Les capteurs placés au sein du massif de sol sont équipés d'un dispositif particulier afin de garantir un libre mouvement de la tige du capteur. Les tassements du sol soutenu derrière la paroi sont également mesurés à différentes distances de la paroi (Fig. 1).

□ **Figure 1**
Dispositif expérimental des essais en centrifugeuse.



Le massif de sol est reconstitué à partir de sable de Fontainebleau sec par pluviométrie dans l'air à l'aide d'une trémie automatique [6]. Le poids volumique du sable, contrôlé par des boîtes de densité (cf. Fig. 1), est de $16 \text{ kN/m}^3 (\pm 0,5 \%)$.

Pour la seconde étape de cette étude, le dispositif expérimental a été modifié afin de permettre la mise en place d'une fondation filante à différentes distances de la paroi (de 0 à 80 mm, soit de 0 à 4 m à l'échelle du prototype). La fondation est large de 40 mm (2 m prototype) et haute de 80 mm. Elle est constituée d'un tube métallique rectangulaire creux rempli de plomb engendrant ainsi sur le sol une contrainte de 415 kPa sous une accélération de 50 g. Cette contrainte représente approximativement un quart de la capacité portante du sable de Fontainebleau reconstitué à cette densité [9]. La fondation, lorsqu'elle est encastrée dans le massif d'une hauteur de 45 mm (2,25 m prototype), est mise en place durant la pluviométrie. Ce dispositif permet de simuler un phasage de mise en place de fondation suivi de l'excavation. Des capteurs de déplacement mesurent les déplacements horizontaux en tête de paroi, ainsi que les déplacements horizontaux et verticaux de la fondation.

Procédure expérimentale

Un robot embarqué placé sur le dessus du conteneur est utilisé pour simuler l'excavation en cours de centrifugation [4, 6]. Le robot, piloté par une commande numérique, se saisit et utilise (sans arrêt de la centrifugeuse) différents outils placés dans trois magasins. Un outil d'excavation et un outil de chargement ont été développés spécifiquement pour cette étude. L'outil d'excavation 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 mesurant l'effort exercé sur cette lame lors de l'excavation. L'outil de chargement représente une fondation filante de 40 mm de large (2 m prototype). Il permet de placer la fondation derrière la paroi après excavation et de la soumettre à une charge mesurée à l'aide d'un capteur d'effort placé sur l'outil. Un phasage d'excavation puis une mise en place de fondation peut être simulé avec ce dispositif.

Les essais sont réalisés sous une accélération de 50 g. La hauteur d'excavation limite est estimée, à partir d'un calcul à l'équilibre limite, entre 120 et 140 mm (6 et 7 m prototype). L'épaisseur des couches excavées varie de 3 à 1,5 mm (15 à 7,5 cm prototype) selon la profondeur d'excavation. Les mesures de moments de flexion et de déplacements sont acquises au terme de chaque passe d'excavation. L'excavation d'une couche dure entre 3 et 6 min. La durée totale de l'essai varie de 4 à 8 heures.

Les diagrammes de la pression différentielle exercée par le sol 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 [10]. Dans un premier temps, les données des moments sont lissées par des splines quintiques. 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 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, en comparaison de celles obtenues lors d'études de pieux sous chargement latéral [11]. Contrairement aux études sur les pieux, 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 [7].

La double intégration pose moins de problèmes 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 en utilisant, pour déterminer les constantes d'intégration, les mesures ponctuelles du déplacement horizontal de la paroi.

Dans cette première étude en centrifugeuse sur un écran de soutènement, la validation du processus expérimental a fait l'objet d'une attention particulière. Les conditions aux limites, le comportement bidimensionnel de la paroi, la reproductibilité des essais, la non influence du dispositif d'instrumentation sur le comportement de la paroi ou celle de la pente devant la paroi sur l'état de contrainte dans le massif ont fait l'objet d'une vérification approfondie. Grâce à tous ces contrôles, les résultats des essais peuvent être considérés comme des résultats de référence et être utilisés pour la validation d'une modélisation numérique. Cette validation est effectuée en comparant les mesures expérimentales

tales et les résultats de calcul des moments de flexion, des déplacements de la paroi et des tassements du sol derrière la paroi.

Programme expérimental

L'étude complète comprend douze essais sur une paroi autostable, en présence ou non d'une fondation filante. Différentes configurations ont été étudiées selon la position de la fondation, la charge appliquée et l'instant d'application de la charge (avant ou après excavation). On présente ici les résultats obtenus pour un essai sans fondation (essai A), pour des essais où la fondation est placée avant excavation à différentes distances de la paroi (essai B1 à B5) et pour des essais où la fondation est placée et chargée après excavation (essais C1 et C2). Le programme expérimental est résumé dans le tableau I et les différentes configurations d'essais sont présentées sur la figure 1.

TABLEAU I
Programme expérimental

Essai	Fondation	Distance × paroi-fondation
A	Sans	-
B1	Placée avant excavation	4,00 m
B2	Placée avant excavation	2,50 m
B3	Placée avant excavation	1,50 m
B4	Placée avant excavation	0,75 m
B5	Placée avant excavation	0,00 m
C1	Placée après une excavation de 3,05 m	0,75 m
C2	Placée après une excavation de 3,05 m	0,00 m

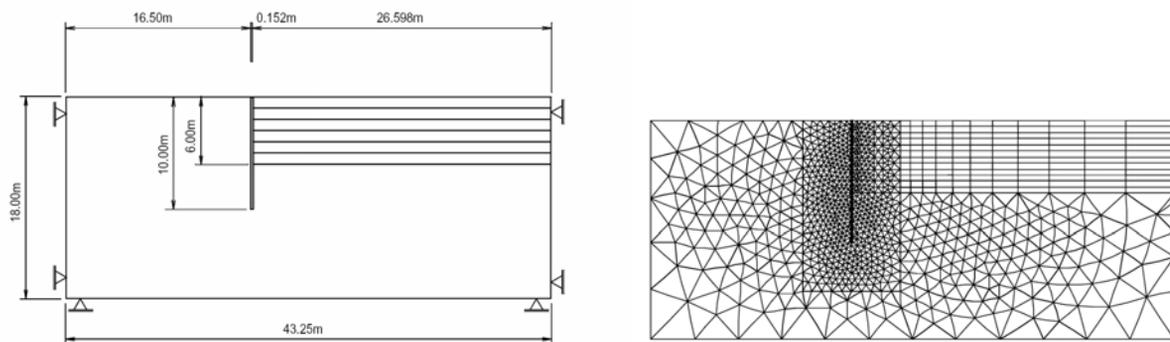
MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Les dimensions générales et les conditions aux limites des maillages sont présentées sur la figure 2 pour les trois configurations d'essais. Les dimensions du modèle numérique reproduisent celles de l'ouvrage prototype et non pas celle du modèle réduit centrifugé sous une accélération de 50 g. Les conditions aux limites (déplacements horizontaux nuls et déplacements verticaux nuls) sont appliquées sur les parois intérieures du conteneur d'essais. Ces dimensions sont inférieures à celles établies par Mestat [12] qui recommande une distance derrière la paroi supérieure à six fois la hauteur excavée et une profondeur sous la paroi égale à quatre fois la hauteur excavée. Cependant, les valeurs des contraintes et des déformations aux nœuds situés à proximité des bords du maillage sont identiques à celles d'un massif de sol homogène semi-infini. À partir de ces résultats, on peut estimer que les conditions aux limites sont sans effet sur le comportement de l'ouvrage.

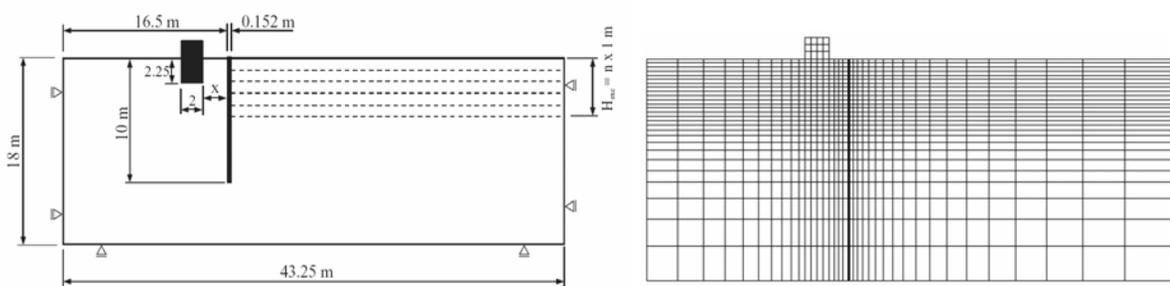
La pente devant la paroi réalisée dans le modèle physique pour l'accès à la zone de stockage des déblais n'est pas représentée dans le modèle numérique. Il a en effet été démontré que la distance entre la paroi et cette pente était suffisante pour éviter toute perturbation de l'état de contrainte dans le massif au voisinage de la paroi et donc de son comportement [7].

Les maillages des modèles numériques pour les trois configurations d'essais sont présentés sur la figure 3. La paroi est modélisée par des éléments quadrilatères à huit nœuds. Le sol excavé est modélisé par des éléments quadrilatères à huit nœuds ou des éléments triangulaires à six nœuds selon les essais. La densité du maillage a fait l'objet d'une étude particulière et la densité retenue constitue un bon compromis entre un temps de calcul raisonnable et une précision satisfaisante des résultats. Les paramètres des maillages sont résumés dans le tableau II. L'interface entre le sol et la paroi est modélisée par des éléments de contact composés de quadrilatères à six nœuds. Au cours des calculs, l'interface a été définie comme lisse ou frottante.

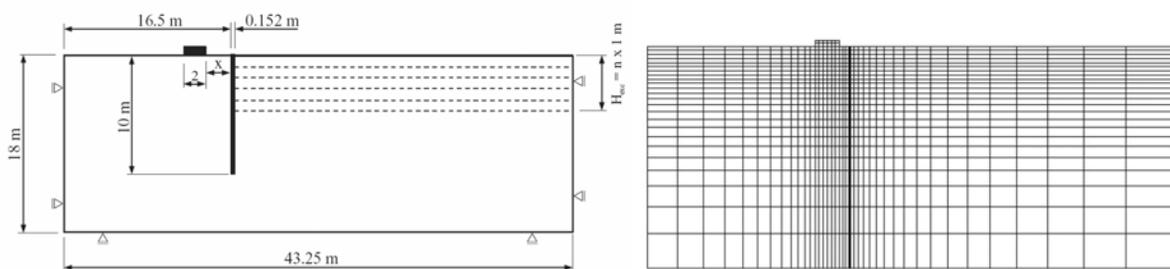
L'état de contrainte initial du modèle physique n'a pu être mesuré au cours de l'étude expérimentale. L'état de contrainte du modèle numérique est donc défini en reproduisant l'histoire du modèle physique. Toutes les étapes de l'installation de la paroi à la montée en accélération sont prises en compte dans l'analyse numérique afin de reproduire un état de contrainte aussi fidèle que possible.



a. Essai A.



b. Essais B1 à B5.



c. Essais C1 et C2.

□ **Figure 2**

Geométries des modèles numériques pour les trois configurations étudiées.

□ **Figure 3**

Maillage des trois modélisations numériques effectuées.

TABLEAU II
Caractéristiques des maillages

Essai	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds par mètre de paroi
A	4 169	192 Q8 + 62 Q6 + 1 699 T6	6
B1 à B5	3 385 à 4 505	1 038 à 1 398 MBQ8 + 66 à 76 FDQ6	7
C1 et C2	3 221 et 4 167	996 et 1 296 MBQ8 + 48 et 64 FDQ6	7

Les calculs numériques sont conduits avec le module TCNL (élastoplasticité avec éléments de contact) du progiciel CESAR-LCPC (version 4.0), en déformations planes. Toutes les étapes de calcul sont décomposées en 5 ou 10 incréments de chargement, ce phasage étant nécessaire pour prendre en compte la non-linéarité du comportement du sol. Pour chaque incrément, la tolérance sur le processus itératif a été fixée à 0,1 % sur le résidu.

CARACTÉRISTIQUES DU SABLE DE FONTAINEBLEAU

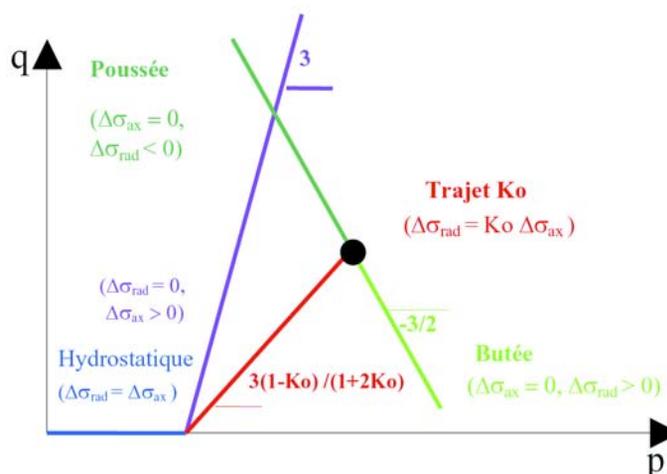
Le LCPC réalise des essais sur modèles réduits en centrifugeuse avec des massifs de sable de Fontainebleau depuis de nombreuses années. Un soin particulier a été apporté à la détermination des caractéristiques de résistance du sable (C et ϕ), variables selon les arrivages, mais aussi fonction de l'usure du matériau générée par sa réutilisation dans des modèles successifs [13].

Afin d'identifier expérimentalement les paramètres des lois de comportement utilisées dans la modélisation numérique, une large campagne d'essais a été réalisée au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence sur un appareil triaxial de révolution [14]. Cette campagne comprend des essais classiques de compression axiale (à contrainte radiale constante) et de compression isotrope ainsi que des essais à chemins de contraintes contrôlés. L'objectif de cette étude est de caractériser le comportement du sable de Fontainebleau sur ces chemins de contraintes et d'identifier plus précisément les paramètres des lois de comportement, afin d'optimiser la modélisation numérique des ouvrages de soutènement. Le programme d'essais est présenté dans le tableau III. Les essais de compression sont doublés et réalisés sous trois pressions de confinement (30, 60 et 90 kPa), valeurs moyennes des contraintes horizontales autour d'une paroi de 10 m de hauteur dans un sable de 16 kN/m^3 de poids volumique. Les essais à chemins de contraintes contrôlés (Fig. 4) sont effectués

TABLEAU III
Programme expérimental

Nom de l'essai	Nature de l'essai	Vitesse	Pression de référence (kPa)	q_{ini} (kPa)	p_{ini} (kPa)
CA30_1 à CA90_2	Compression axisymétrique avec cycles	0,02 mm/min	$P_{c0} = 30, 60 \text{ et } 90$	0	30 à 90
CI1 et CI2	Compression isotrope avec cycles	3,3 kPa/min	$P_{max} = 500$	0	20
B1	Butée avec cycles	5 kPa/min	$P_{max} = 40$	46	48
PB1	Poussée avec cycles et butée	5 kPa/min	$P_{max} = 235$	46	48
PB2	Poussée et butée avec cycles	5 kPa/min	$P_{max} = 370$	46	48
PB3	Poussée et butée avec cycles + chemins mixtes	5 kPa/min	$P_{max} = 260$	61	64

Figure 4
Chemins de contraintes dans le plan (p, q) .



à partir de deux états de contrainte K_0 (obtenu à partir de mesures sur modèles réduits centrifugés ; [15]). Le premier (entre 46 et 64 kPa de contrainte moyenne) correspond à un état de contrainte moyen autour de l'écran, le second (entre 186 et 328 kPa de contrainte moyenne), permet une meilleure maîtrise des chemins de chargement. Un exemple des chemins de contraintes suivis par les essais B1 et PB1 est présenté sur la figure 5.

Les résultats des essais triaxiaux sont présentés sur la figure 6 par des courbes déformations axiales/contrainte déviatorique (ε_a, q) et des courbes déformations axiales/déformations volumiques ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$), pour les deux séries d'essais.

Ces résultats permettent de discuter la nature de l'écroûissage. S'il s'agit d'un écroûissage isotrope, un chargement déviatorique, en compression par exemple, agrandit le domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes de telle sorte qu'un chargement consécutif en extension montrera un comportement élastique jusqu'à ce que le même niveau de déviateur en valeur absolue soit atteint lors de l'extension. S'il s'agit d'un écroûissage cinématique, le domaine élastique, sous l'effet d'un chargement déviatorique, se translate dans l'espace des contraintes. Ces notions, applicables à certains

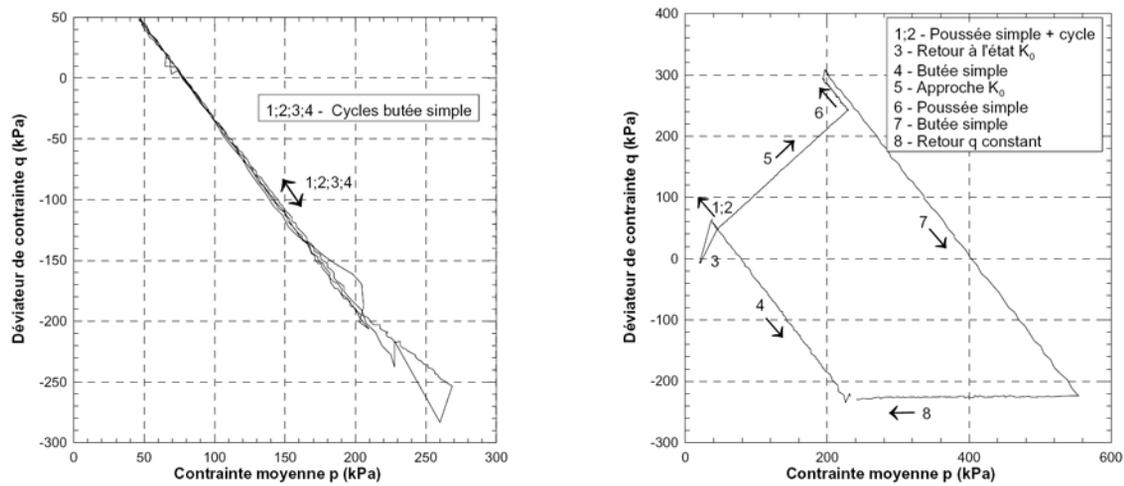


Figure 5

Exemples de chemins de contraintes suivis par les essais triaxiaux à chemins de contraintes contrôlés.

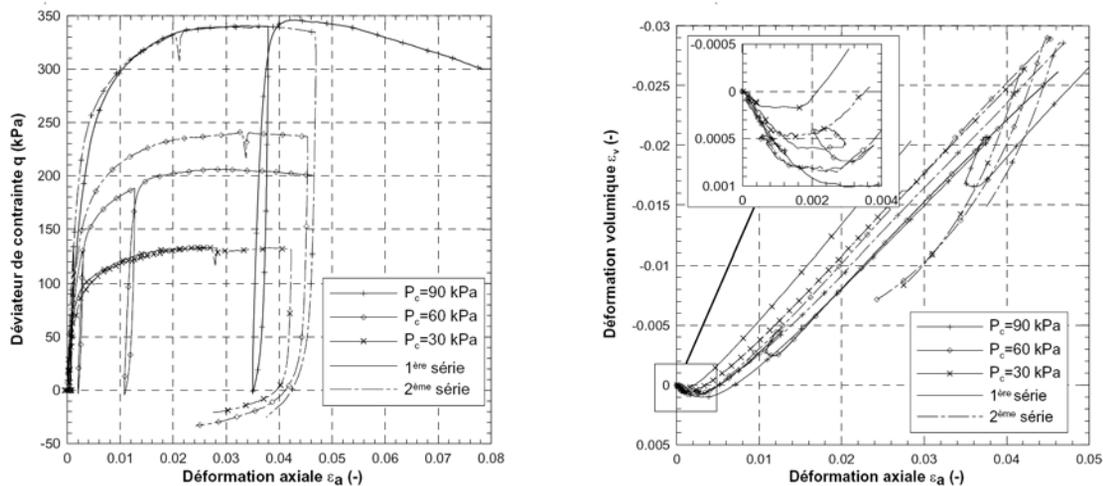


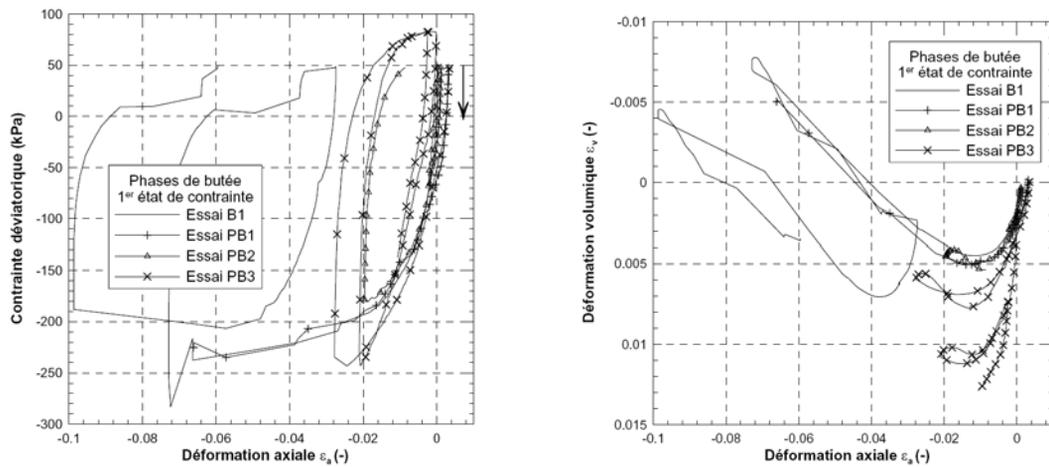
Figure 6

Résultats des essais de compression axisymétriques.

matériaux (les métaux par exemple pour l'érouissage isotrope), sont en général présentes toutes les deux dans le cas des géomatériaux.

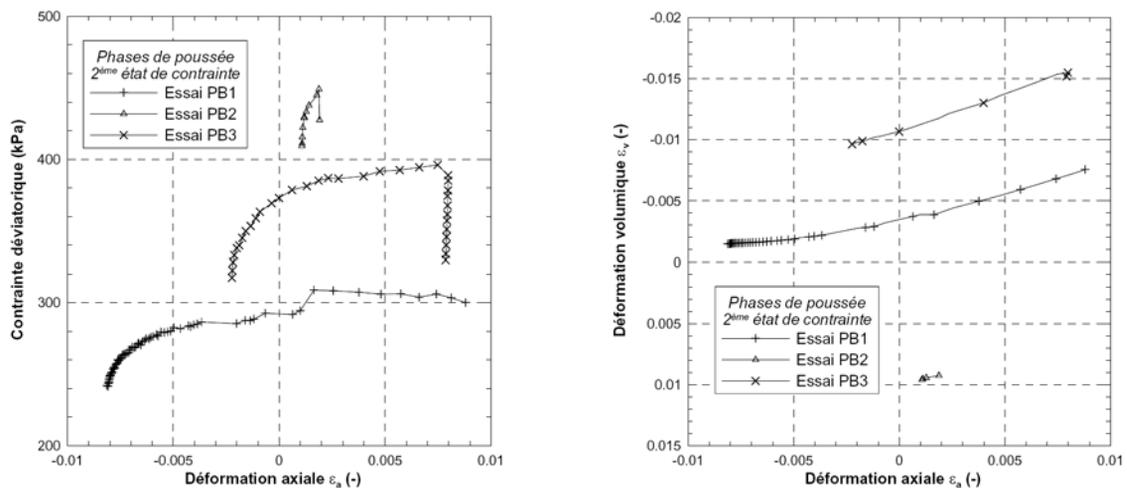
Dans tous les cas, les courbes contraintes-déformations présentent une courbure continue tout au long du chargement. Les cycles de déchargement rechargement effectués en début d'essai montrent des déformations irréversibles, tant déviatoriques que volumiques, ainsi qu'un érouissage du matériau. Les déchargements poursuivis en extension ($q < 0$) montrent que l'érouissage du sable n'est pas purement isotrope lors de la rotation des contraintes principales. L'évolution des déformations volumiques indique une contractance de l'ordre de 10^{-3} , suivie d'une forte dilatance dont l'évolution est rectiligne à la rupture.

Devant le nombre important d'essais et la complexité des chemins suivis, on ne représente sur les figures 7 et 8 que la superposition des états de butée pour le premier état de contrainte K_0 et des états de poussée pour le second état de contrainte K_0 des essais B1 et PB1 à PB3. Les essais à chemins de contraintes contrôlés font apparaître une différence nette de comportement entre les phases de poussée et les phases de butée. Dans le cas de la butée, le franchissement du seuil de contractance dilatance se combine avec un érouissage cinématique et isotrope (cf. Fig. 7), ainsi qu'avec un cumul des défor-



□ Figure 7

Superposition des différentes phases de butée pour le premier état de contrainte K_0 .



□ Figure 8

Superposition des différentes phases de poussée pour le second état de contrainte K_0 .

mations irréversibles. Les modules de déchargement sont voisins de 250 MPa contre 150 MPa dans le cas des essais de compression. Le comportement du sable est également très contractant avec un extremum des déformations volumiques de 2 à 5 fois plus important que ceux issus d'un chargement de compression. En poussée, le comportement du sable est essentiellement dilatant (cf. Fig. 8), accompagné de déformations irréversibles. À l'inverse de la butée, l'écroutissage semble uniquement isotrope, avec un module en déchargement voisin de 130 MPa (constatation issue d'essais non présentés ici). On note une augmentation du module initial avec l'augmentation de la contrainte initiale.

D'une manière générale, la réponse du sable dépend également de l'histoire des chargements précédents. Notamment, l'approche de la rupture en poussée entraîne une augmentation de la contrainte de rupture en butée. À l'inverse, l'approche de la rupture en butée est sans conséquence sur la rupture en poussée. Il apparaît donc que le comportement du sable de Fontainebleau sur ces chemins est complexe et très dépendant à la fois de la distance à la droite de rupture au début de l'essai, et du franchissement du seuil de contractance-dilatance, en compression et en extension.

MODÉLISATION DES ESSAIS AVEC LE MODÈLE DE VERMEER

Le modèle de Vermeer [16] est un modèle isotrope, élastique non linéaire, plastique à cinq paramètres, défini par deux surfaces de charge écroutissables activées simultanément. Les équations du modèle de Vermeer sont présentées dans l'annexe. La détermination des paramètres se fait en identifiant les tangentes caractéristiques des courbes (e_a, q) et (e_a, e_v) à l'expression analytique de ces mêmes tangentes dans les équations de la loi de comportement [17].

La moyenne des paramètres et l'écart-type (noté s) des paramètres, déterminés à partir des six essais de compression axisymétrique (CA) et des deux essais de compression isotrope (CI), sont présentés dans le tableau IV.

Les résultats illustrent la difficulté de détermination des paramètres. On note entre les différents essais de compression axisymétrique une grande disparité des paramètres liés à la partie élastique du modèle (ε_0^e et β). Le rapport des tangentes en chargement et en déchargement conduit notamment à un paramètre β négatif, incompatible avec les équations du modèle. Cela est également le cas pour le paramètre ε_0^c . Ces mêmes paramètres sont cependant déterminés avec plus de précision et de facilité sur les essais de compression isotrope. Ce sont ces valeurs qui ont été conservées pour la modélisation.

Les paramètres liés à la partie plastique (notamment φ_{cv} et φ_p) sont plus aisés à déterminer et présentent une plus faible variabilité entre les différents essais.

Les modélisations numériques sont effectuées avec le progiciel CESAR-LCPC. Sans méthode d'optimisation établie, une étude de sensibilité des différents paramètres a été réalisée [7]. Après une première modélisation avec le jeu initial de paramètres, chaque paramètre a été modifié en fonction de son influence sur telle ou telle partie de la courbe. Le jeu ajusté offrant le meilleur compromis entre les essais à différentes pressions de confinement et entre les courbes de chargement et les courbes de déformation volumique a été conservé. Les valeurs sont présentées dans le tableau V.

TABLEAU IV
Paramètres de la loi de Vermeer

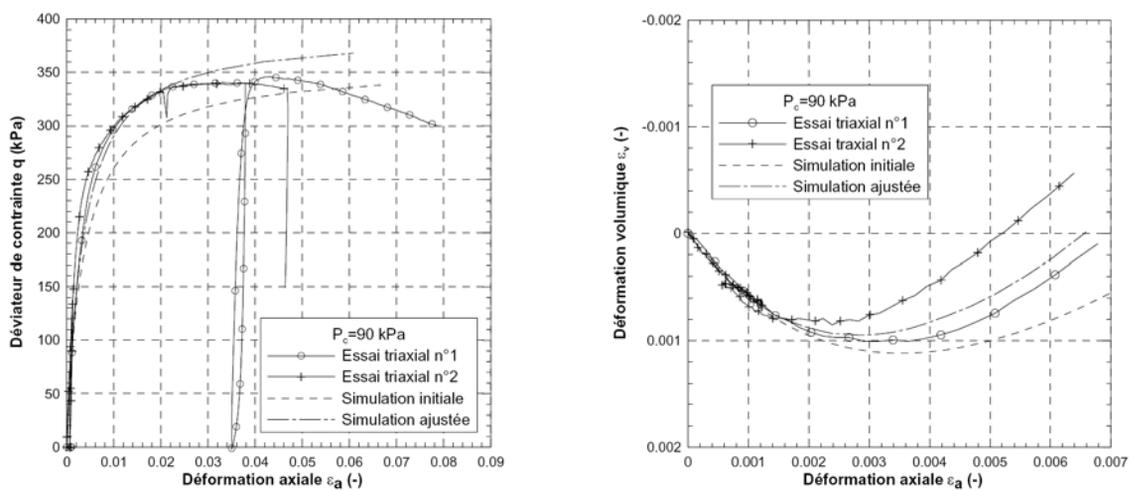
Essai	Nombre	ε_0^e	ε_0^c	β	φ_{cv} (degré)	φ_p (degré)
CA	6	0,0022 $s = 0,0011$	- 0,0088 $s = 0,0147$	- 0,306 $s = 0,421$	26,0 $s = 2,5$	41,6 $s = 1,7$
CI	2	0,0024 $s = 0$	0,00055 $s = 0$	0,641 $s = 0$	-	-

TABLEAU V
Paramètres ajustés de la loi de Vermeer

	ε_0^e	ε_0^c	β	φ_{cv} (degré)	φ_p (degré)
Jeu initial	0,0024	0,00055	0,41	26	41,6
Jeu ajusté	0,0020	0,00055	0,600	24	43

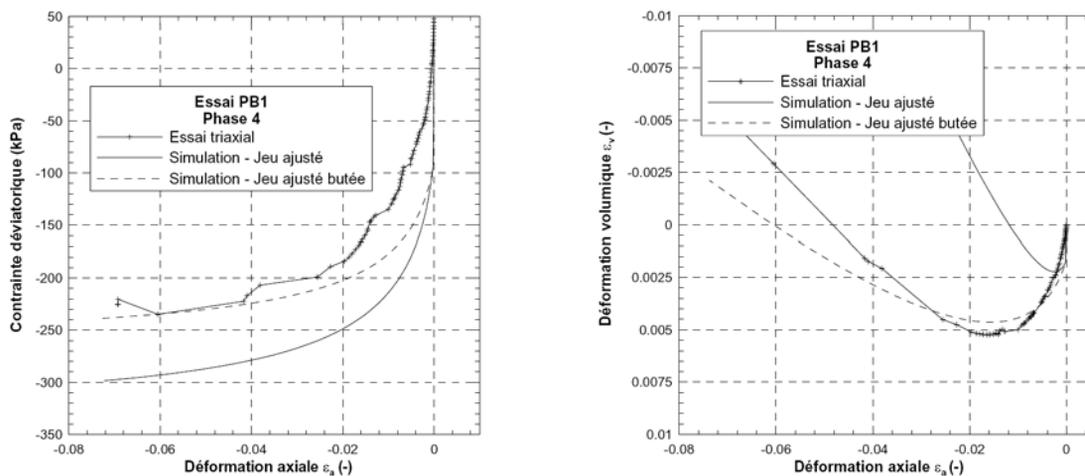
Les résultats de l'ajustement sont présentés sur la figure 9 pour les deux essais effectués sous une pression de confinement de 90 kPa. L'extremum des déformations volumiques surestimé par le jeu initial est désormais encadré par les résultats expérimentaux des deux essais. La pente de dilatance est correctement reproduite, seule la forme de la courbe de chargement à la rupture n'est pas correctement modélisée du fait de la nature même du modèle.

La nature du modèle de Vermeer ne permet pas de prendre en compte la complexité du comportement du sable de Fontainebleau observé sur les chemins de contraintes contrôlés. Il apparaît néanmoins nécessaire de déterminer plus précisément les limites du modèle et de quantifier l'écart entre les résultats expérimentaux et les résultats d'une modélisation des essais triaxiaux. La modélisation numérique des essais à chemins de contraintes contrôlés révèle trois points distincts. Les chemins de butée à faible état de contrainte, lorsqu'ils ne sont pas précédés d'un autre type de chargement sont qualitativement correctement représentés par le modèle en utilisant les paramètres calés sur les essais de compression axisymétriques (Fig. 10). La contrainte déviatorique est surestimée, le maxi-



□ **Figure 9**

Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique avec la loi de Vermeer pour un essai de compression axisymétrique.



□ **Figure 10**

Ajustement des paramètres du modèle de Vermeer sur le chemin de butée.

Le maximum des déformations volumiques est sous-estimé et la pente de dilatance est légèrement surestimée, mais il est possible par un ajustement des paramètres de corriger ces écarts (cf. Fig. 10). Le comportement sur un chemin de poussée est plus ou moins bien représenté selon le niveau de contrainte initial. À faible état de contrainte (Fig. 11), le modèle surestime fortement les déformations axiales et volumiques, mais prend en compte la non contractance du matériau. À fort état de contrainte (Fig. 12), seules les déformations volumiques sont légèrement surestimées et la contrainte de rupture est correctement approchée. Dans ce cas comme dans le précédent, il est cependant possible de s'approcher des résultats expérimentaux par un ajustement des paramètres (cf. Fig. 12).

D'une manière plus générale, le modèle n'est pas à même de caractériser la succession des différentes phases au cours d'un même essai. Ainsi, le chargement en poussée entraîne un écrouissage du matériau augmentant l'étendue de la réponse élastique de la phase de butée suivante (Fig. 13). Il apparaît ainsi qu'il n'est pas possible de représenter l'ensemble des comportements du sable de Fontainebleau avec un même jeu de paramètres. Ceux-ci doivent être adaptés aux chemins de contraintes suivis lors du chargement. Dans le cas présent, les paramètres obtenus pour les trois chemins de chargement étudiés sont présentés dans le tableau VI.

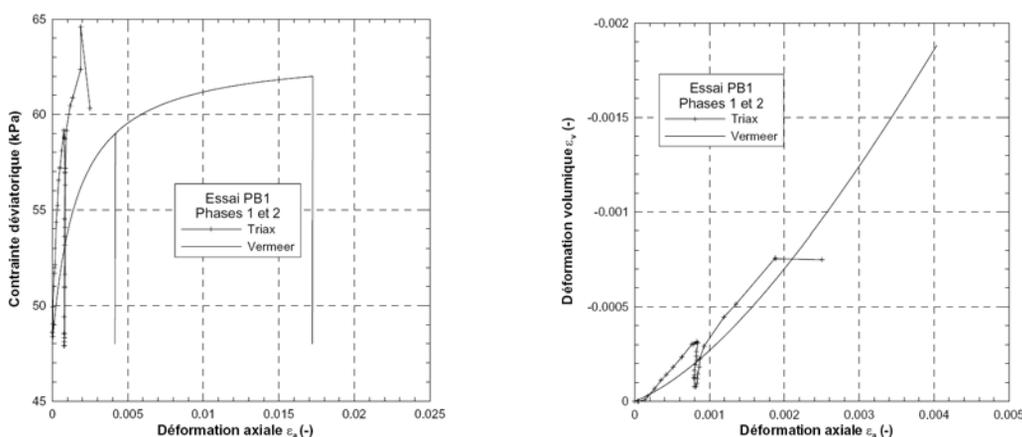


Figure 11 Modélisation avec la loi de Vermeer de la première phase de poussée de l'essai PB1.

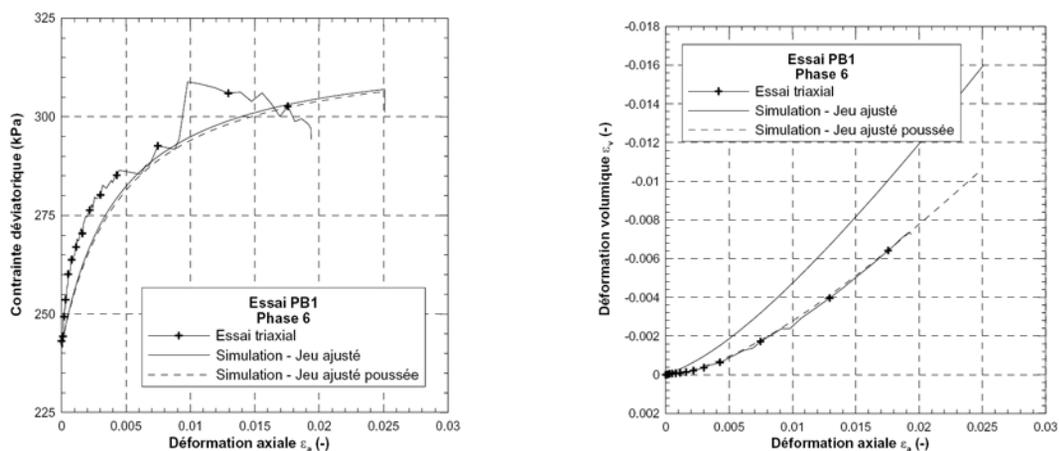
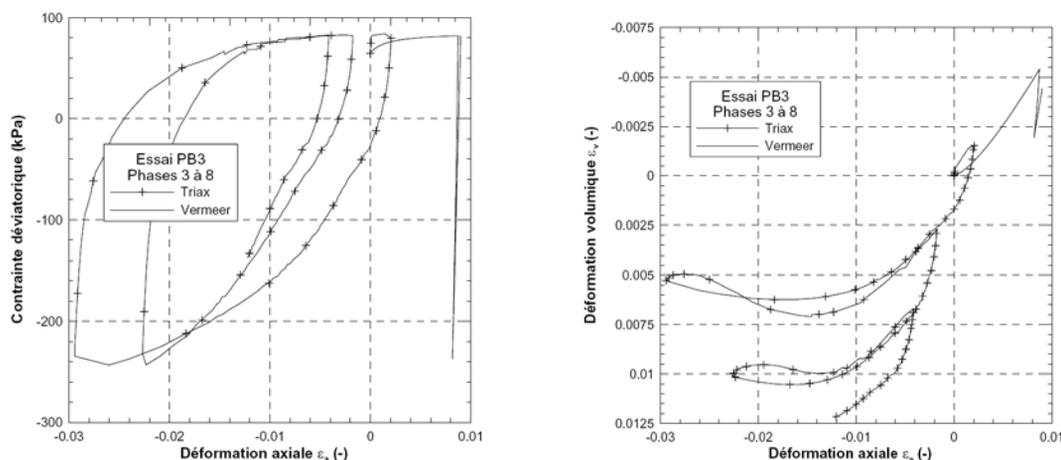


Figure 12 Ajustement des paramètres de la loi de Vermeer sur le chemin de poussée.

TABLEAU VI
Paramètres du modèle de Vermeer en fonction du chemin de chargement suivi

	ε_0^e	ε_0^c	β	φ_{cv} (degré)	φ_p (degré)
Compression axisymétrique	0,0020	0,00055	0,600	24	43
Chemin de poussée	0,0020	0,00055	0,600	28	43
Chemin de butée	0,0030	0,00055	0,600	33	39



□ **Figure 13**

Modélisation avec la loi de Vermeer du premier cycle de poussée butée de l'essai PB3.

PARAMÈTRES RETENUS POUR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE

L'étude rhéologique du sable de Fontainebleau a montré une différence importante de comportement et une variabilité des paramètres en fonction du chemin de chargement suivi. Les premières tentatives d'application directe de ces résultats à la modélisation numérique des essais en centrifugeuse ont conduit à un travail long et fastidieux de découpage du maillage en autant de zones concernées par les différents chemins de chargement pour un résultat qui reste aléatoire [7]. Il a donc été décidé dans un premier temps de ne conserver que les paramètres obtenus de manière traditionnelle sur les essais de compression axisymétriques et de concentrer l'analyse sur le module élastique dans le cas du modèle de Mohr-Coulomb.

Deux valeurs de module élastique, supposé constant dans l'ensemble du massif, ont été retenues pour le modèle de Mohr-Coulomb : 10 et 75 MPa. Dans les premiers instants de l'excavation, la variation de contrainte dans le massif est principalement localisée dans la partie supérieure de l'ouvrage (notamment dans le cas présent où l'ouvrage est très flexible) et correspond à une diminution de la contrainte horizontale. Les résultats des essais triaxiaux menés à faible état de contrainte sur ce type de chemin montrent un module égal à 10 MPa. Dans les dernières phases de l'excavation, la butée au pied de l'ouvrage est supposée jouer un rôle prépondérant dans le comportement de l'ouvrage. Les résultats des essais triaxiaux menés à des états de contrainte correspondant à ceux existants au pied de l'ouvrage sur des chemins de butée indiquent un module élastique voisin de 75 MPa. Les paramètres plastiques du modèle sont quant à eux issus des essais triaxiaux de compression.

Dans le cas du modèle de Vermeer, la partie élastique de la loi a été linéarisée dans le code de calcul CESAR-LCPC afin de réduire les temps de calcul [12]. Les premiers résultats de calcul ont en outre montré que la valeur du module influençait peu les résultats obtenus. Pour ces raisons, un module

de 150 MPa a été retenu, qui correspond à un module moyen pour l'ensemble des essais triaxiaux. Les autres paramètres sont ceux ajustés sur les essais de compression axisymétriques. L'ensemble des paramètres retenus pour la modélisation numérique des essais en centrifugeuse pour les deux modèles de comportement est présenté dans le tableau VII.

L'angle de frottement entre la paroi et le sable ont été déterminés à partir d'essai de cisaillement direct sable-aluminium. Une valeur de 13,4 degrés correspondant approximativement au tiers de l'angle de frottement interne a été obtenue [7].

Le comportement de la paroi et de la fondation est décrit par un modèle linéaire élastique isotrope. Il n'est pas possible de modéliser exactement l'épaisseur de la paroi, car celle-ci est trop fine et cela engendrerait des difficultés de maillage et de résolution numérique. La paroi est donc modélisée comme une paroi moulée de 0,15 m d'épaisseur et de produit d'inertie égal au produit d'inertie de l'ouvrage prototype, ce qui conduit à un module élastique de 22 350 MPa. Le module élastique et le coefficient de Poisson de la fondation ont été choisis afin d'assurer une non déformabilité de la fondation au cours du chargement. Les paramètres des deux structures sont présentés dans le tableau VIII.

TABLEAU VII
Paramètres retenus pour la modélisation numérique des essais en centrifugeuse

Mohr-Coulomb						
E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degré)	ψ (degré)		
10 ou 75	0,2	2,6	39,2	15,3		

Vermeer						
E (MPa)	ν	β	ε_0^e	ε_0^c	φ_{cv} (degré)	φ_p (degré)
150	0,2	0,6	0,0020	0,00055	24	43

TABLEAU VIII
Paramètres mécaniques de la fondation et de la paroi

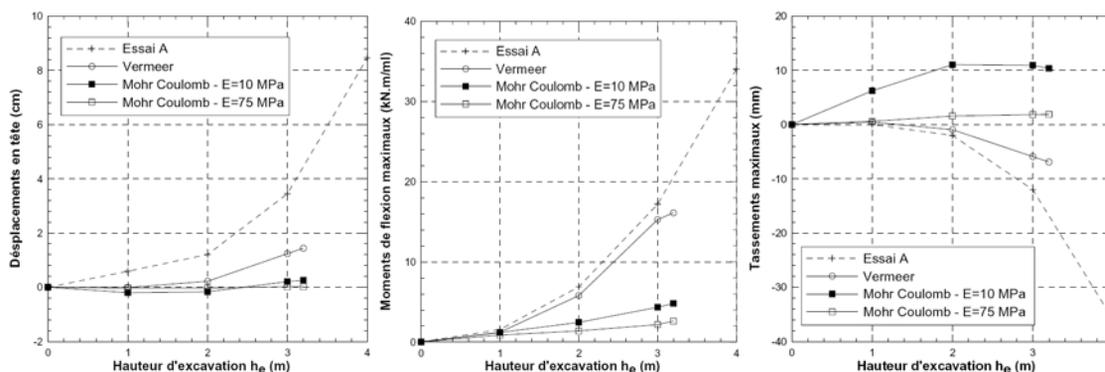
	E (MPa)	ν
Paroi	22 350	0,3
Fondation	50 000	0,49

RÉSULTATS DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS SANS FONDATION (TEST A)

Comparaison entre le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle de Vermeer

L'analyse a porté dans un premier temps sur le module élastique du modèle de Mohr-Coulomb selon les hypothèses évoquées plus haut. Les calculs ont donc été conduits avec deux modules élastiques (constants dans le massif) et une interface sol-paroi rugueuse. Les deux calculs ont convergé correctement et l'excavation a pu être conduite jusqu'à la dernière phase (6 m de profondeur) quel que soit le module utilisé. Le modèle de Vermeer, du fait de sa nature, implique un grand nombre d'itérations. Afin de réduire le temps de calcul, l'excavation n'a été conduite que jusqu'à une hauteur de 3,20 m, hauteur à partir de laquelle les déplacements horizontaux calculés pour la paroi ne sont plus compatibles avec des conditions de service de l'ouvrage.

La figure 14 présente le résultat de ces trois calculs. En deçà d'une excavation de 2 m, la partie élastique du modèle de Mohr-Coulomb gouverne le comportement de la paroi. Un soulèvement irréaliste du sol devant la paroi (mais typique dans ce genre de configuration) est observé, engendrant



□ **Figure 14**

Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modélisations numériques pour les premières phases d'excavation (modèles de Mohr-Coulomb et Vermeer).

une rotation de la paroi vers le sol soutenu et un soulèvement de celui-ci, ainsi qu'un déplacement vertical vers le haut de la paroi et une sous-estimation générale du moment de flexion dans la paroi. Ce comportement global n'est bien sûr pas observé en centrifugeuse où les déplacements horizontaux de la paroi tendent à la faire basculer vers la fouille et non l'inverse.

Au-delà de 2 m d'excavation, des déformations plastiques apparaissent dans le massif derrière et au pied de la paroi, indiquant que l'état limite de poussée est atteint en tout point derrière la paroi et que l'état limite de butée gouverne désormais son comportement. Les déplacements de la paroi s'orientent alors vers la fouille. Cependant, les déplacements horizontaux en tête de paroi et les moments de flexion restent fortement sous-estimés (cf. Fig. 14).

Les résultats obtenus avec le modèle de Vermeer sont nettement plus proches des résultats expérimentaux. Le déplacement de la paroi vers le fond de fouille n'est pas retardé lors des premières phases de l'excavation, en accord avec les observations expérimentales. La principale raison est que le module élastique du sol dépend implicitement de la contrainte moyenne dans le modèle de Vermeer (cf. annexe). Ils sont cependant sous-estimés, tout comme les tassements du sol soutenu. Le moment maximal dans la paroi est par contre correctement estimé par le modèle. Le modèle de Vermeer offre un autre avantage par rapport au modèle de Mohr-Coulomb. Les résultats sont très peu sensibles à la valeur du module élastique [7]. L'analyse numérique ne nécessite pas l'utilisation d'artefacts pour améliorer les résultats du modèle tel que le découpage du massif en plusieurs zones de paramètres différents. Cependant, l'utilisation du modèle de Vermeer pour les murs de soutènement (et notamment avec le module de calcul TCNL) nécessite de nouveaux développements afin d'améliorer son efficacité dans le domaine des grandes déformations. Il semble également nécessaire d'améliorer les algorithmes afin de réduire les temps de calculs qui peuvent atteindre plusieurs jours pour le type de calcul présenté ici.

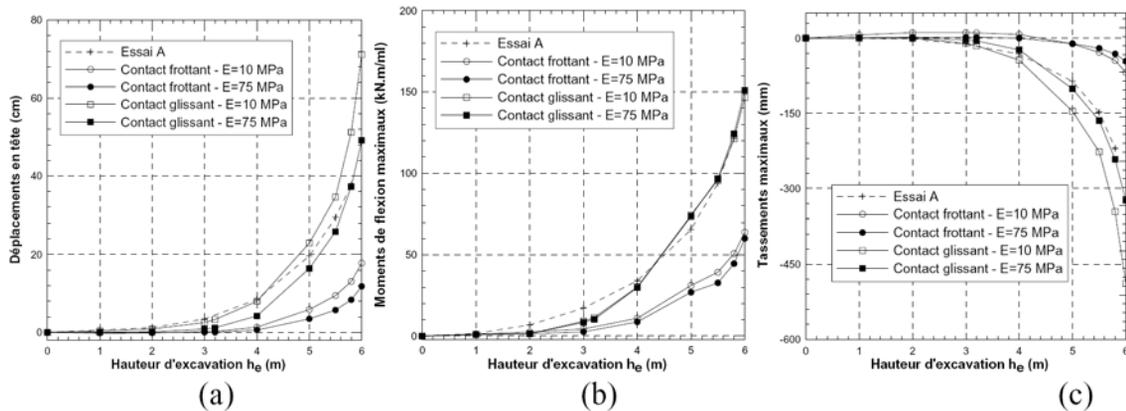
Optimisation de la modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb

La sous-estimation des déplacements en tête de la paroi par le modèle de Mohr-Coulomb est principalement due au soulèvement du fond de fouille conduisant à une rotation de la paroi vers le sol soutenu. Ce soulèvement est dû à la nature même du modèle et à son caractère élastique linéaire parfaitement plastique qui retarde l'apparition de la plasticité et les déplacements de la paroi. Pour s'affranchir de ce biais, un nouveau calcul a été conduit en utilisant une interface sol-paroi lisse afin de désolidariser le sol de la paroi. Les résultats sont présentés sur la figure 15 pour toutes les phases d'excavation, jusqu'à la rupture. Ils indiquent que l'artefact utilisé sur l'interface sol-paroi permet effectivement un déplacement horizontal de la paroi vers le fond de fouille dès les premiers instants de l'excavation. Si les résultats du calcul se rapprochent des résultats expérimentaux, on peut noter qu'ils sont fonction du module élastique utilisé. Conformément à l'analyse effectuée lors du choix des paramètres, le module de 10 MPa correspondant au chargement en poussée fournit les meilleurs résultats en début d'excavation, confirmant que la poussée des terres derrière la paroi gouverne le

comportement général de la paroi lors des premières phases. Au-delà de 4 m d'excavation, les calculs effectués avec un module de 75 MPa fournissent les résultats les plus proches des résultats expérimentaux, confirmant l'hypothèse que la mise en butée des terres gouverne le comportement de la paroi à l'approche de la rupture. Il apparaît ainsi qu'un ajustement des paramètres, même sommaire, selon les chemins de chargement réellement parcourus permet d'améliorer la qualité de la prévision donnée par la modélisation numérique. Cela dit, la modélisation de l'interface a beaucoup plus d'influence que le choix du module.

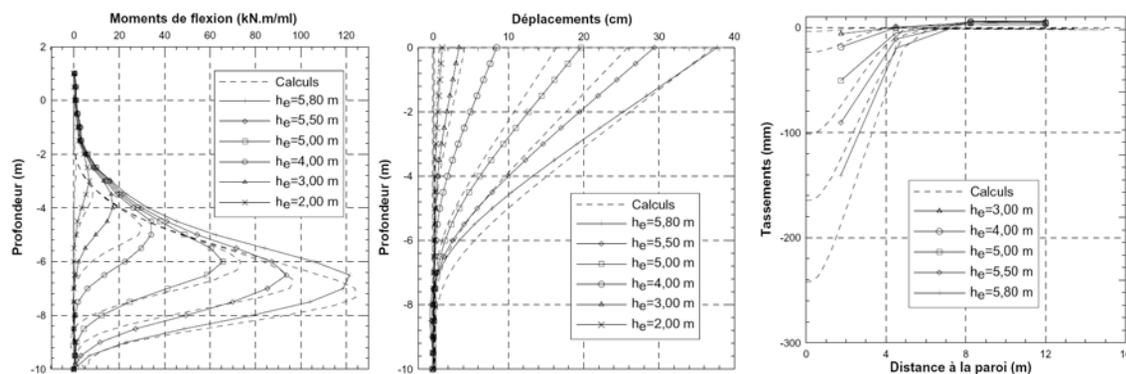
De plus, on peut noter que :

- pour une nature d'interface sol-paroi, les moments de flexion maximaux sont peu affectés par la valeur du module élastique (Fig. 15b) ;
- les moments de flexion maximaux en début d'excavation sont sous-estimés, quelle que soit la nature de l'interface et le module élastique (Fig. 15b) ;
- la hauteur d'excavation limite est correctement estimée avec une interface sol-paroi lisse, quel que soit le module élastique ;
- toutes les remarques concernant les déplacements horizontaux en tête de paroi s'appliquent également aux tassements du sol soutenu (Fig. 15c) ;
- les profils de déplacements, de moments de flexion et de tassements du sol soutenu sont correctement prédits par le modèle de Mohr-Coulomb avec interface lisse (Fig. 16).



□ Figure 15

Optimisation du modèle de Mohr-Coulomb. Comparaison des résultats expérimentaux et des modélisations numériques pour une interface rugueuse et lisse.



□ Figure 16

Profils de moments, déplacements et tassements du sol soutenu. Modèle de Mohr-Coulomb – E=75 MPa – Interface sol paroi lisse.

RÉSULTATS DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS AVEC FONDATION

Cas où la fondation est placée avant l'excavation (essais B1 à B5)

La modélisation numérique des essais B1 à B5 a été conduite en accord avec les conclusions des précédentes modélisations et seul le modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé afin de pouvoir étudier toutes les phases d'excavation. Cependant, les premiers résultats ont montré que l'utilisation d'une interface sol-paroi lisse conduisait à une très forte surestimation des déplacements en tête (Fig. 17) et des moments de flexion maximaux dans la paroi. Cette surestimation est principalement due au fait que la composante tangentielle de la pression des efforts exercés sur la paroi est nulle dans le cas d'une interface lisse. Celle-ci est d'autant plus importante que la charge apportée par la fondation est élevée et joue donc un rôle prépondérant dans la stabilité de l'ouvrage. Il est également apparu que le chargement de la fondation engendrait une plastification du sol la fondation et au voisinage de la paroi. Ainsi la réponse du modèle lors des premières phases de l'excavation est essentiellement plastique et la valeur du module élastique influe peu sur les résultats. Pour l'ensemble des résultats présentés ici, un module de 75 MPa a donc été utilisé.

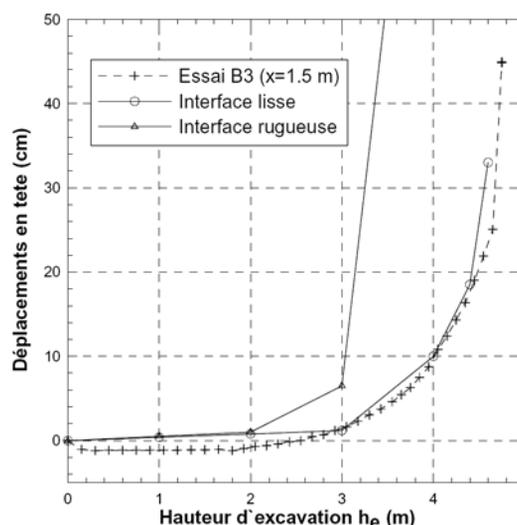
Les résultats des calculs sont présentés sur les figures 18 à 20 pour trois des cinq essais (x représente la distance entre la paroi et la fondation). Ils montrent une estimation correcte des déplacements horizontaux en tête et des moments maximaux dans la paroi, notamment lorsque la fondation est proche de la paroi ($x \leq 1,50$ m). Bien que la hauteur d'excavation maximale soit correctement estimée, par le calcul, elle est cependant légèrement surestimée, probablement du fait de l'action de la composante tangentielle de la pression des terres.

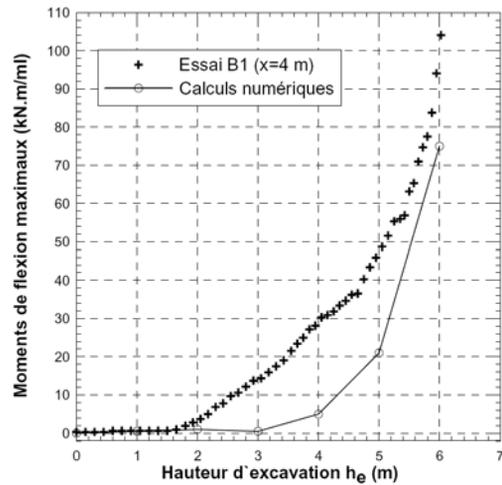
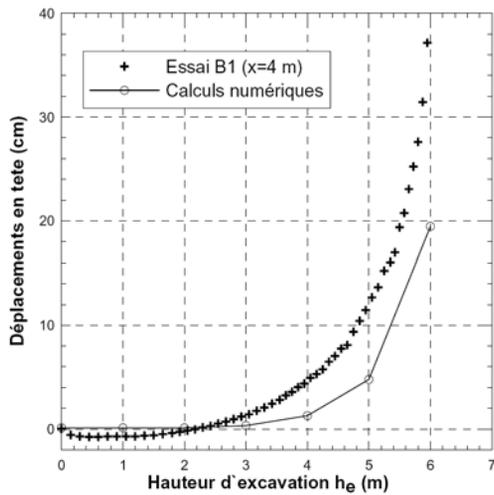
L'interaction entre la paroi et la fondation est également correctement estimée comme l'indique la figure 21 qui représente l'évolution des déplacements en tête et des moments maximaux en fonction de la distance entre la paroi et la fondation. Les résultats expérimentaux et numériques montrent tous deux un accroissement des déplacements horizontaux en tête de paroi et des moments de flexion maximaux en deçà de 1,50 m de distance. Ce résultat laisse supposer que la répartition des contraintes sous la fondation, dues au chargement de celle-ci, est correctement modélisée.

De la même manière, on obtient un bon accord pour le tassement et un moins bon accord pour le déplacement horizontal de la fondation (Fig. 22), excepté pour les déplacements horizontaux de l'essai B5. Les résultats de la modélisation numérique de cet essai montrent en effet un décollement de la fondation (Fig. 23) par rapport à la paroi qui n'apparaît pas sur les résultats expérimentaux. Les déplacements horizontaux de la fondation et de la paroi sont en effet directement liés par une relation exponentielle comme l'a montré l'analyse des résultats expérimentaux [7].

100

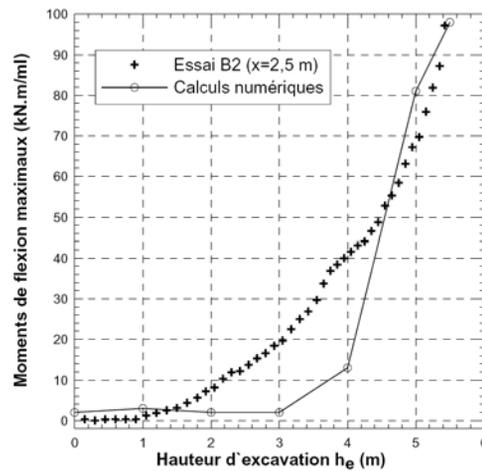
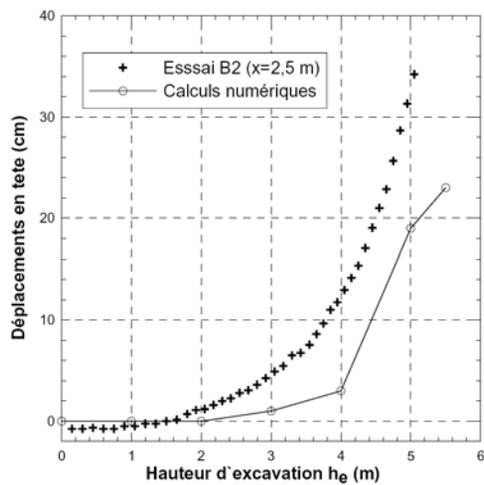
□ **Figure 17**
Influence de la nature de l'interface sur les déplacements horizontaux de la paroi pour la modélisation de l'essai B3.





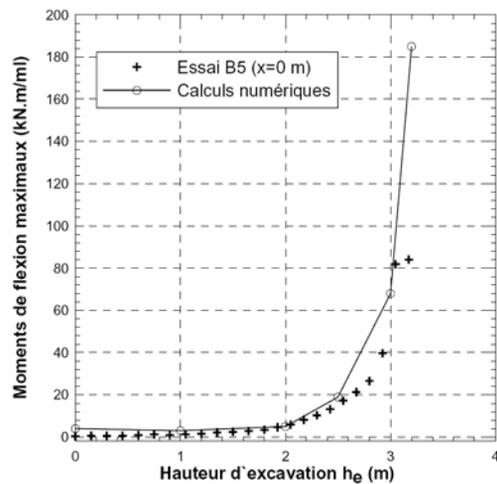
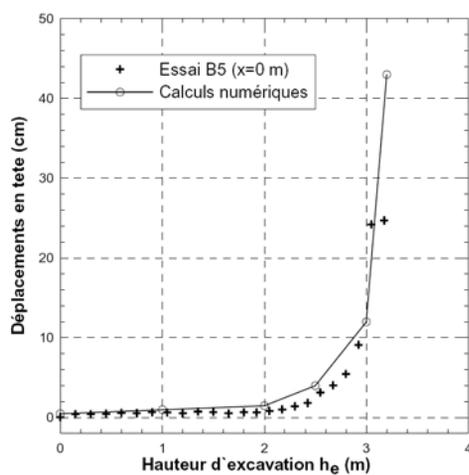
□ **Figure 18**

Résultats de la modélisation de l'essai B1. Modèle de Mohr-Coulomb, interface rugueuse. Comparaison avec les résultats expérimentaux.



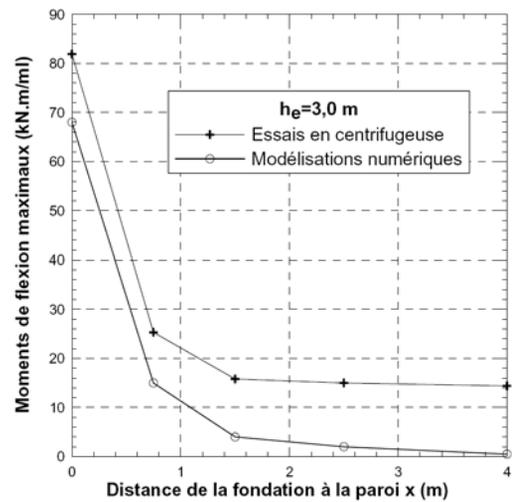
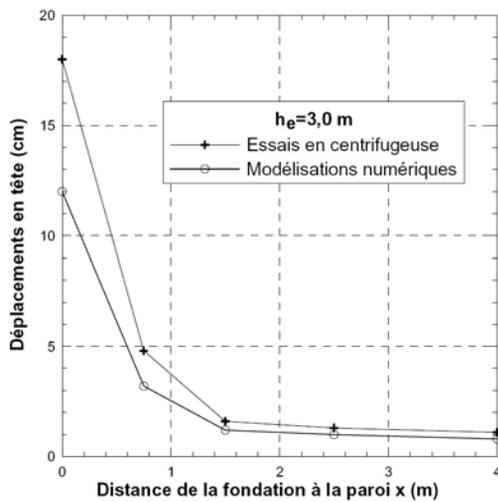
□ **Figure 19**

Résultats de la modélisation de l'essai B2. Modèle de Mohr-Coulomb, interface rugueuse. Comparaison avec les résultats expérimentaux.



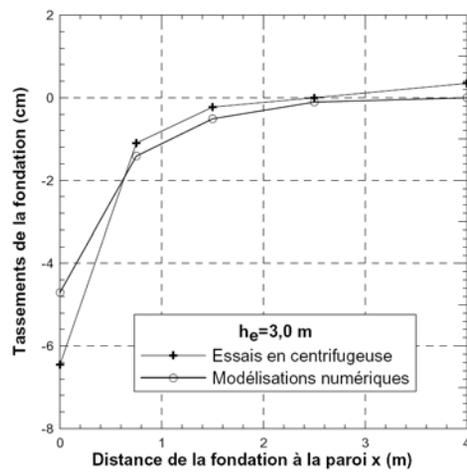
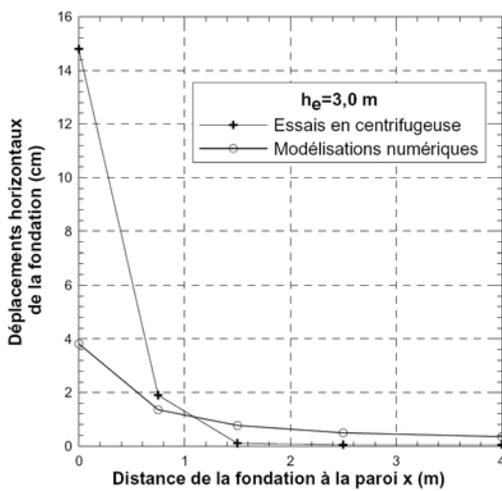
□ **Figure 20**

Résultats de la modélisation de l'essai B5. Modèle de Mohr-Coulomb, interface rugueuse. Comparaison avec les résultats expérimentaux.



□ **Figure 21**

Comportement de la paroi après une excavation de 3 m en fonction de la distance paroi fondation.

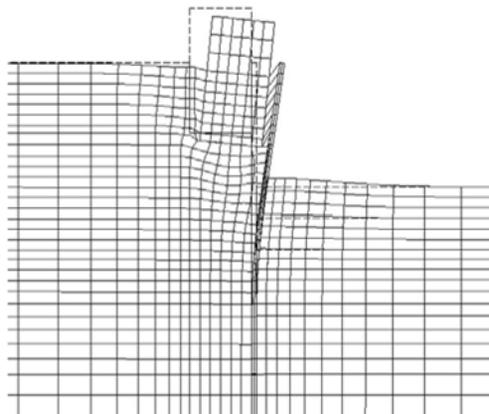


□ **Figure 22**

Déplacements de la fondation pour une excavation de 3 m.

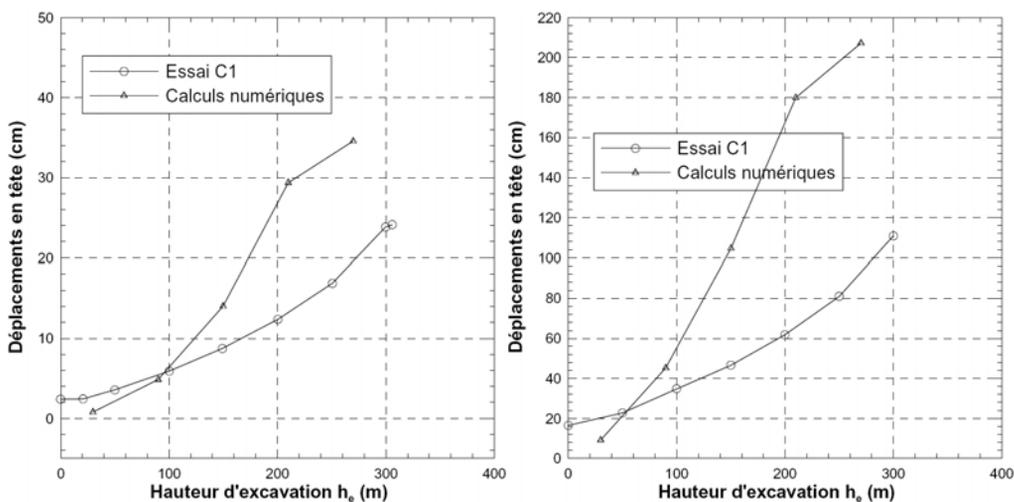
□ **Figure 23**

Essai B5. Déformée du maillage au terme de l'excavation.



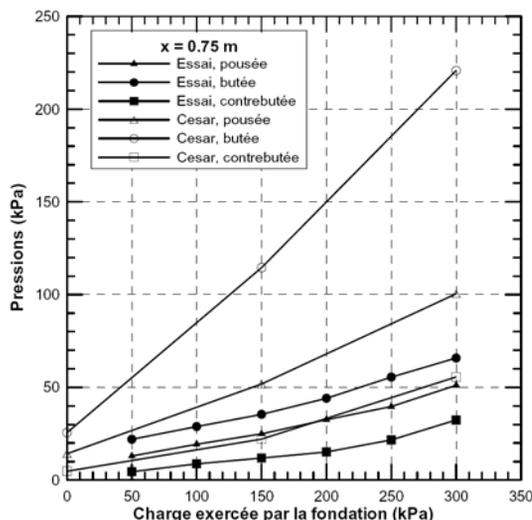
Cas où la fondation est placée après une excavation de 3 m (essais C1 et C2)

Les résultats de la modélisation numérique de l'essai C2, conduite avec le modèle de Mohr-Coulomb et les mêmes paramètres que la modélisation précédente, sont présentés sur la figure 24. Les déplacements horizontaux en tête de paroi et les moments de flexion maximaux sont fortement surestimés par la modélisation, notamment au-delà de 50 kPa de chargement. En deçà, les résultats numériques sous-estiment les résultats expérimentaux, notamment parce que l'emploi d'une interface sol-paroi frottante retarde les déplacements de la paroi (et diminue les sollicitations) comme mentionné précédemment. La raison de cette surestimation est principalement due à une surestimation des pressions s'exerçant sur la paroi. La figure 25 montre l'évolution des résultantes de poussée, butée et contrebutée avec la charge appliquée sur la fondation. Dans les trois cas, les pressions sont surestimées et évoluent plus vite avec le chargement que les pressions expérimentales. Une analyse plus approfondie montre également que le point d'application des résultantes est plus élevé dans le cas du calcul numérique [18]. Contrairement au cas précédent, il semble donc que la transmission des contraintes sous la fondation soit ici mal modélisée. La modification de l'état de contrainte due à l'excavation influe grandement sur la réponse du sol sous l'effet du chargement ; or, celui-ci n'est pas modélisé correctement avec une interface rugueuse comme l'a montré l'analyse des modélisations des essais sans fondation. Cependant, une étude paramétrique menée sur la valeur de l'angle de frottement à l'interface (avec notamment l'adoption d'une interface lisse) n'a pas conduit à une amélioration sensible de la modélisation [19]. Des investigations supplémentaires sont cependant nécessaires, notamment sur les paramètres élastiques du modèle afin de conclure définitivement sur l'inadéquation du modèle de Mohr-Coulomb dans cette situation précise.



□ Figure 24

Comportement de la paroi au cours du chargement en fonction de la charge appliquée sur la fondation. Modèle de Mohr-Coulomb, interface rugueuse. Comparaison avec les résultats expérimentaux.



□ Figure 25

Évolution des résultantes des pressions exercées sur la paroi en fonction de la charge appliquée sur la fondation.

CONCLUSIONS

Une modélisation numérique d'essais en centrifugeuse sur une paroi autostable, fichée dans un sable sec à proximité ou non d'une fondation, a été conduite en utilisant deux modèles de comportement : Mohr-Coulomb et Vermeer. Les paramètres des deux lois de comportement ont été déterminés suite à une campagne d'essais triaxiaux menés sur des chemins de chargement spécifiques aux ouvrages de soutènement.

Les conclusions concernant les essais sans fondation sont les suivantes :

- le comportement général de la paroi, modélisée par le modèle de Mohr-Coulomb, est principalement gouverné par la nature de l'interface sol-paroi ;
- une interface sol-paroi lisse est nécessaire pour modéliser correctement le comportement général de la paroi et s'affranchir ainsi du biais engendré par l'élasticité linéaire du modèle. Cependant, une analyse plus poussée sur le module élastique est requise pour obtenir une estimation correcte des déplacements horizontaux de la paroi et des tassements du sol soutenu. Dans tous les cas, les moments de flexion restent sous-estimés ;
- la hauteur d'excavation limite est correctement estimée par le modèle de Mohr-Coulomb ;
- le modèle de Vermeer permet de modéliser correctement le comportement de l'ouvrage, avec une interface sol paroi réaliste, lors des premières phases d'excavation. Les moments de flexion sont en particulier correctement estimés ;
- des ajustements sont cependant nécessaires afin de pouvoir modéliser l'ouvrage en fin d'excavation, pour de grandes déformations.

La présence de la fondation modifie le comportement général de l'ouvrage et les performances de la modélisation numérique. Il apparaît ainsi que :

- lorsque la fondation est chargée avant excavation, le chargement engendre la plastification du sol au voisinage de la paroi, diminuant ainsi l'importance de la réponse élastique du modèle. En outre, l'utilisation d'une interface sol-paroi lisse s'avère nécessaire. Le comportement de l'ouvrage et de la fondation sont alors correctement estimés par le modèle de Mohr-Coulomb ;
- lorsque la fondation est placée et chargée après excavation, le modèle ne parvient pas à modéliser correctement le comportement de la paroi quels que soient les paramètres utilisés.

D'un point de vue plus général, il apparaît que l'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb nécessite l'utilisation d'artéfacts afin de palier les défauts inhérents à la partie élastique linéaire du modèle. L'utilisation d'une élasticité non linéaire conjointe au critère de plasticité de Mohr-Coulomb devrait pourvoir améliorer de manière sensible la qualité des prédictions. L'étude montre par ailleurs l'intérêt et le potentiel des essais en centrifugeuse pour caler les modèles numériques et leurs paramètres.

REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier l'équipe technique de la centrifugeuse du centre de Nantes du LCPC pour les nombreux efforts déployés pour la réalisation des essais en centrifugeuse, ainsi que Monsieur Yvon Riou, Maître de Conférence à l'École Centrale de Nantes, pour son importante contribution à l'étude numérique et J.F. Serratrice pour sa contribution aux essais triaxiaux.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] VON WOLFFERSDORFF P.A., Results of the field test and evaluation of the predictions and subsequent calculations, *Workshop sheet pile test Karlsruhe, Delft University, Holland, October 1994.*
- [2] SCHWEIGER H.F., Results from two geotechnical benchmark problems. Application of numerical methods to geotechnical problems, *Proceedings of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Annamaria Cividini Editor, 1998*, pp. 647-654.
- [3] GARNIER J., CANÉPA Y., THOREL L., RAULT G., Association de modèles numériques et physiques dans les études sur les fondations superficielles, *Symp. Int. FONDSUP 5-7 novembre 2003, Magnan et Droniuc (ed.) ISBN 2-7208-0355-3*, pp. 275-286.
- [4] DERKX F., MERLIOT E., GARNIER J., COTTINEAU L.-M., *On-board remote-controlled robo*, Int. Conf. Centrifuge 98, Tokyo 23-25 septembre 1998, *Balkema*, pp. 97-102.

- [5] GARNIER J., DERKX F., COTTINEAU L.-M., RAULT G., Études géotechniques sur modèles centrifugés. Evolution des matériels et des techniques expérimentales, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **223**, 1999, pp. 27-50.
- [6] GARNIER J., Modèle physique en géotechnique : État des connaissances et évolutions récentes, *Première lecture Coulomb, Conférence Caquot*, 3 octobre 2001, Paris, pp. 1-59.
- [7] GAUDIN C., *Modélisation physique et numérique d'un écran autostable : Application à l'étude de l'interaction paroi fondation*, Thèse de Doctorat, École centrale de Nantes, 2002, 410 pages.
- [8] GAUDIN C., GARNIER J., GAUDICHEAU P., RAULT G., *Use of a robot for in-flight excavation in front of an embedded wall*, International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Phillips R., Guo P.J., Popescu R. Editors, 9-12 juillet 2002, Saint-John's, Newfoundland, Canada, pp. 77-82.
- [9] 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 pages.
- [10] 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 pages.
- [11] REMAUD D., *Pieux sous charge latérale : étude expérimentale de l'effet de groupe*, Thèse de Doctorat, École centrale de Nantes, 1999, 328 pages.
- [12] MESTAT Ph., *Maillage d'éléments finis pour les ouvrages géotechniques—Conseils et recommandations*, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **212**, novembre-décembre 1997, pp. 39-64.
- [13] THOREL L., GAUDIN C., RAULT G., GARNIER J., *Vieillessement des sols reconstitués utilisés sur les modèles physiques en centrifugeuse*, 3rd Int. Symp. On Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon 22-24 septembre 2003, Di Benedetto et al. (ed.), Balkema ISBN 90 5809 628 9, pp. 89-96.
- [14] SERRATRICE J.-F., *Essais de laboratoire sur le sable de Fontainebleau*, LRPC d'Aix-en-Provence, **L7712 1JEP22**, 2002, 140 pages.
- [15] GAUDIN C., *Détermination de l'état de contrainte géostatique des massifs sableux centrifugés par essais pénétrométriques et pressiométriques*, Mémoire de DEA, École centrale de Nantes, 1999, 124 pages.
- [16] VERMEER P.A., *A five constant model unifying well established concepts*, International Workshop on Constitutive Behaviour of soils, Grenoble, Balkema, 1982, pp. 175-197.
- [17] MESTAT Ph., RIOU Y., *Méthodologie de détermination des paramètres pour la loi de comportement élastoplastique de Vermeer et simulations d'essais de mécanique des sols*, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **235**, novembre-décembre 2001, pp. 19-39.
- [18] POPA H., GAUDIN C., GARNIER J., THOREL L., *Interaction fondation superficielle paroi de soutènement – modélisation expérimentale et numérique*, Symposium International Fondation Superficielle FONDSUP, 5-7 novembre 2003, Paris, France, Magnan et Droniuc (ed.) ISBN 2-7208-0355-3, pp. 405-414.
- [19] POPA H., *Modélisation numériques 2D avec CESAR-LCPC des essais en centrifugeuse sur des écrans autostables à proximité d'une fondation*, Rapport de stage, LCPC Nantes, décembre 2002, 42 pages.

ANNEXE

Équations du modèle de Vermeer

Le modèle de Vermeer est un modèle isotrope, élastique non linéaire, plastique défini par deux surfaces de charges écrouissable activées simultanément. Il est fondé sur les trois concepts de base suivants : la loi hyperbolique distorsion de Konder Zelalasko (1963), la loi contrainte dilatace de Rowe (1971), le critère de rupture de Matsuoka Nakai (1974) [16]. Le modèle est caractérisé par cinq paramètres, facilement identifiables, qui modélise de façon satisfaisante le comportement des sables. Il reste cependant peu utilisé pour la modélisation d'ouvrage géotechnique pour laquelle il a été développé. Seules les équations constitutives du modèle et les méthodes de détermination et d'ajustement des paramètres sont présentées dans cette annexe. Pour plus de détails, il est possible de se référer à Vermeer [16].

Équations constitutives du modèle

La partie élastique du modèle est définie par les paramètres P_0 , β et ε_0^e tels que :

$$\varepsilon_{ij}^e = \frac{1}{2G_s} \sigma_{ij} \quad \text{et} \quad \varepsilon_0^e = \frac{3P_0}{2G_0}$$

P_0 n'est pas un paramètre intrinsèque du modèle. C'est une pression arbitraire de référence qui représente le plus souvent l'état limite élastique (dans le cas d'un essai triaxial de compression, on prend la pression de confinement). G_s est le module de cisaillement qui varie avec l'état de contrainte de la façon suivante :

$$G_s = G_0 \left(\frac{\bar{\sigma}}{P_0} \right)^{1-\beta} \quad \text{avec } \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{\sigma_{ij} : \sigma_{ij}}{3}}$$

La plasticité du modèle (définie par les paramètres φ , φ_{c_v} , et ε_c^0) est gouvernée par deux mécanismes distincts. Le premier, purement déviatorique, décrit la plastification sous un chargement de cisaillement. Le second, purement volumique, décrit la plastification sous un chargement isotrope.

La surface de charge de cisaillement est définie, à partir du critère de rupture de Matsuoaka Nakai, par une fonction de charge F_1 et par un potentiel plastique G_1 tels que :

$$F_1 = (\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p_1}) = -3pII_\sigma + A(\chi)III_\sigma \leq 0$$

avec $A(\chi)$ un paramètre d'écroûissage tel que : $A(\chi) = \frac{27}{2h(\chi)+3} \frac{3+h(\chi)}{3-h(\chi)}$

$$\text{et : } h(\chi) = \sqrt{\left(\frac{1}{2}\chi\right)^2 + c\chi} - \frac{1}{2}\chi \quad \chi = \gamma^p \frac{2G_0}{P_0} \left(\frac{P_0}{\bar{\sigma}}\right)^\beta \quad c = \frac{6 \sin \phi_p}{3 - \sin \phi_p}$$

Les invariants suivants sont nécessaires à la formulation des expressions précédentes :

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \text{tr}\sigma \delta_{ij} \quad e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \text{tr}\varepsilon \delta_{ij} \quad J_{2s} = s_{ij}s_{ij} \quad J_{3s} = s_{jk}s_{km}s_{mi}$$

$$\dot{\gamma} = \left(\frac{2}{3} \dot{e}_{ij} \dot{e}_{ij}\right)^{1/2} \quad II_\sigma = -3p^2 + \frac{1}{2} J_{2s} \quad III_\sigma = -p^3 + \frac{1}{2} p J_{2s} + \frac{1}{3} J_{3s}$$

Le potentiel plastique correspondant à cette surface de charges s'écrit : $G_1(\sigma) = \frac{2}{3} q - \frac{4}{3} p \cdot \sin \psi_m + C^{te}$

La surface de charge de consolidation est définie par une fonction de charge F_2 et par un potentiel plastique G_2 tels que :

$$F_2(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{p_2}) = \bar{\sigma} - \left(\frac{\beta}{\alpha^*} \bar{\varepsilon}^{p_2}\right)^{1/\beta} \leq 0 \quad \text{et} \quad G_2(\sigma) = \bar{\sigma} + C^{te}$$

avec

$$\text{avec } \bar{\varepsilon}^{p_2} = \int_0^t \sqrt{3 \dot{\varepsilon}_{ij}^{p_2} \dot{\varepsilon}_{ij}^{p_2}} dt \quad \text{et} \quad \alpha^* = \beta \varepsilon_c^0$$

Dans le progiciel CESAR-LCPC, l'élasticité du modèle de Vermeer a été remplacée par une élasticité linéaire de Hooke afin d'optimiser les temps de calculs. Mestat [17] a montré que cet aménagement n'entraînait que de faibles écarts par rapport au modèle originel.