

Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne

Philippe MESTAT

Jean-Pierre BERTHELON

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Les laboratoires des Ponts et Chaussées ont mené pendant une vingtaine d'années de nombreuses expérimentations sur le comportement des fondations superficielles. Les mesures ont été exploitées pour justifier la réglementation concernant le calcul des fondations. En particulier, sur le site de Labenne, près de quarante essais ont été effectués dans des conditions de chargement variées. Le sol est constitué de sable de dune sur une dizaine de mètres d'épaisseur. Des essais de reconnaissance *in situ* et en laboratoire ont été également réalisés. Tous les éléments nécessaires à une validation de modèle éléments étaient donc réunis. Les quatorze essais sous chargement vertical et centré, réalisés à diverses profondeurs, ont été modélisés par éléments finis (CÉSAR-LCPC) et le comportement du sable décrit successivement par le modèle de Mohr-Coulomb et celui de Nova (version 1982). Malgré certaines difficultés numériques, qui ont été résolues, les résultats obtenus confirment que le modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova est capable de décrire de manière relativement satisfaisante les mesures enregistrées, pourvu que les valeurs des paramètres soient bien déterminées.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

The Laboratoires des Ponts et Chaussées have, for the past twenty years, been conducting a number of experiments on the behaviour of shallow foundations. Measurements from these experiments have been used to provide justification for the regulations applied to foundation design. At the Labenne site (on the Southwest coast of France), nearly forty tests have been carried out under various loading conditions. The soil is composed of a sand (dunes) layer of some ten meters in thickness. Both in situ and laboratory survey tests were also undertaken. All the components required to validate a numerical model were available. The fourteen vertical and centred loadings tests conducted at various depths were then modelled by finite elements method (CESAR-LCPC programme) and the behaviour of the sand described successively by the Mohr-Coulomb and 1982 version-Nova models. In spite of the numerical difficulties that had to be overcome, the results confirm that the Nova elastoplastic model with strain hardening is able to successfully replicate the measurements recorded, provided parameter values are precisely determined.

Introduction

Les laboratoires des Ponts et Chaussées ont mené pendant une vingtaine d'années de nombreuses expérimentations sur le comportement des fondations superficielles dans le but d'établir et de valider la réglementation concernant ce type de fondations. En particulier, sur le site de Labenne près de Bayonne, une station expérimentale a été installée de 1982 à 1989. Ce site a été choisi pour ses qualités d'homogénéité : le sol y est constitué par une couche de sable de dune d'une dizaine de mètres d'épaisseur. Près de quarante essais ont été effectués pour analyser l'influence des conditions d'exécution et de chargement sur les valeurs de la portance et du tassement. Les courbes charges-tassements ont été enregistrées pour chaque essai. Par ailleurs, des essais de cisaillement triaxial ont été réalisés au laboratoire régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Rouen et ont permis de caractériser le comportement mécanique du sable (Gestin, 1989). Enfin, des essais sur modèles réduits en centrifugeuse ont également été effectués au LCPC à Nantes (Garnier et Canépa, 1991). Un ensemble de données important était donc disponible pour une validation de modèles de comportement et de logiciels de calcul par éléments finis.

Dans le cadre du thème de recherche des LPC « Rhéologie et modélisation des sols sous des sollicitations monotones et cycliques » (1995-1998), les essais sous chargement vertical et centré, réalisés à diverses profondeurs, ont été modélisés par éléments finis et le comportement du sable décrit par le modèle de Mohr-Coulomb (Mestat et *al.*, 2000). Pour achever ces travaux, il restait à modéliser les essais de fondations à l'aide du modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova (version

1982) et à comparer les prévisions numériques aux mesures, comme cela a déjà été fait pour des modèles réduits centrifugés de fondations superficielles circulaires (Mestat, 1990) et de tunnels (Chambon et Corté, 1991), un ouvrage de soutènement en vraie grandeur (Mestat et Arafati, 1998) et des fondations profondes (Das Neves et *al.*, 2001). Les paramètres du modèle de Nova ont été déduits des résultats d'essais triaxiaux, conformément à la méthodologie définie dans des publications antérieures (voir, par exemple, Mestat et Arafati, 2000).

Le site expérimental de Labenne

Le sol de Labenne est constitué par une couche de sable de dune d'une dizaine de mètres d'épaisseur reposant sur des marnes (Canépa et Depresles, 1990). Ces formations sont baignées par une nappe dont le toit se situe vers 3 m de profondeur en période des hautes eaux et vers 4,3 m de profondeur en période de basses eaux. Le tableau I récapitule, à titre indicatif, les principales caractéristiques moyennes mesurées sur ce site jusqu'à 3 m de profondeur, c'est-à-dire pour la tranche de sol essentiellement concernée par les essais de fondations. Les essais ont été réalisés à partir d'une plate-forme située à environ 1,5 m sous le terrain naturel, en dehors des zones qui pouvaient avoir été remaniées par les expérimentations précédentes.

TABLEAU I
Caractéristiques mécaniques du sol (Canépa et Depresles, 1990)

Teneur en eau (%)	5
Poids volumique du sol sec (kN/m ³)	16
Cohésion effective (kPa)	0
Angle de frottement effectif (degrés)	32
Pression limite pressiométrique (kPa)	910
Module pressiométrique (kPa)	8 400
Résistance de pointe statique (kPa)	5 600
Résistance de pointe dynamique (kPa)	3 600
Nombre de coups SPT	15

Description des essais modélisés

Les fondations superficielles sont préfabriquées, en acier ou en béton, et de section carrée (de côté égal à 0,7 m ou 1 m). Chaque fondation a été simplement posée en surface ou au fond d'une fouille avant d'être chargée. Des fouilles de différentes profondeurs ont été exécutées en maintenant les parois au moyen d'un coffrage métallique descendu au fur et à mesure de l'avancement des terrassements.

Différents types d'essais ont été effectués : des essais de courte durée menés jusqu'à la rupture, des essais sous charge cyclique, des essais de fluage sous charge constante de courte durée et de longue durée. Au cours de ces expérimentations, plusieurs paramètres ont été étudiés : durée d'application d'une charge, encastrement et géométrie de la fondation, géométrie du terrain d'assise, excentrement et inclinaison des charges, type de sollicitation, condition d'exécution, etc. Le résultat de chaque essai est une courbe donnant l'évolution d'une mesure de référence (tassement, rotation) en fonction de la charge appliquée à la fondation ou de la pression moyenne transmise au sol (Canépa et Depresles, 1990). D'une manière générale, il s'agit d'essais relativement courts, dont la durée maximale de chargement n'a pas dépassé cinq heures.

Pour la modélisation, on s'est essentiellement intéressé aux essais de chargement de courte durée menés jusqu'à la rupture sur des fondations posées sur un plan horizontal à différentes profondeurs dans le sol (fig. 1). Dans ce cas, un chargement progressif par paliers est appliqué à la fondation au

moyen d'un dispositif du type « bâti-oedométrique ». La force est transmise à la semelle par l'intermédiaire d'une bielle fixée à une poutre métallique dont une extrémité est chargée et l'autre retenue par des ancrages scellés dans le sol. Tous les essais de chargement ont été menés d'une manière identique. Le chargement est appliqué progressivement sur la fondation, par paliers, jusqu'à des enfoncements de la semelle de 5 à 10 cm environ. Chaque palier est maintenu constant jusqu'à la stabilisation des mesures ou, par défaut, pendant au moins trente minutes. La figure 1 décrit également la procédure de mise en œuvre retenue pour l'application de la charge. Le tableau II présente les dix essais modélisés par éléments finis (quatre essais ont été répétés).

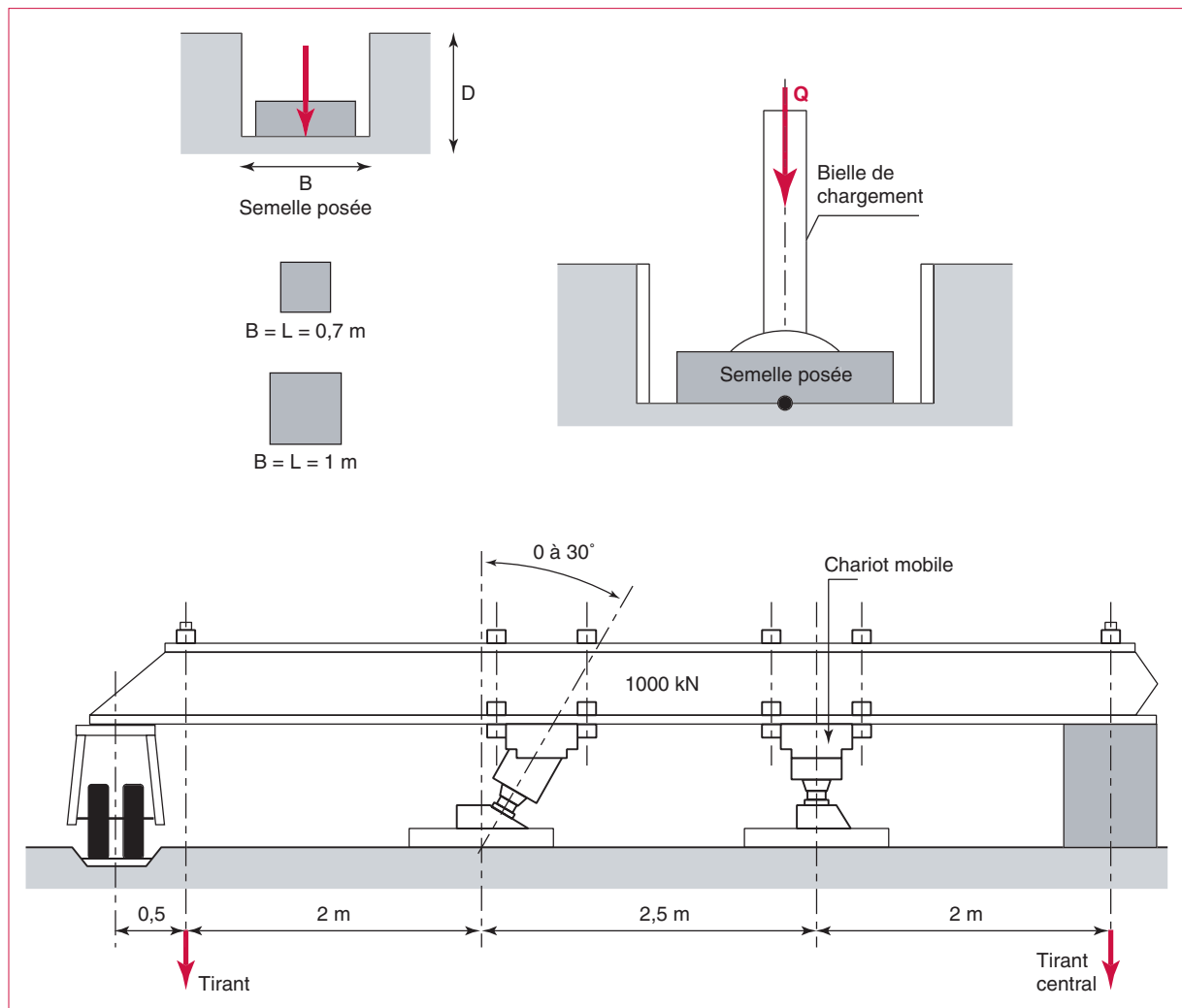


Fig. 1 - Types de fondation modélisés par éléments finis et dispositif de chargement.

Caractérisation du comportement mécanique du sable de Labenne

Des échantillons ont été prélevés sur le site de Labenne et envoyés au LRPC de Rouen afin de caractériser le comportement du sable. Dix essais de cisaillement triaxial en compression et un essai de compression isotrope ont été réalisés de fin 1988 à mars 1989 (Gestin, 1989). Deux séries d'essais ont été effectuées :

- d'une part, sur des échantillons moyennement denses ($\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$) ;
- et, d'autre part, sur des échantillons denses ($\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$).

Les éprouvettes de sable mesuraient 200 mm de hauteur et 100 mm de diamètre. Elles ont été confectionnées par pluviation dans un moule métallique, en acier inoxydable, spécialement conçu pour ces essais.

TABLEAU II
Description des essais de fondations modélisés

Référence (Canépa et Depresles, 1990)	Date d'essai	B (m)	L (m)	D (m)	b _f (m)
Essai n° 1 (béton)	04/11/82	0,71	0,71	0,2	1
Essais n° 2 et 3 (béton)	23-24/02/83	0,71	0,71	0,1	1
Essai n° 4 (acier)	22/05/85	0,71	0,71	0,2	0,9
Essai n° 5 (acier)	23/05/85	0,71	0,71	0,8	0,9
Essai n° 6 (acier)	29/05/85	0,71	0,71	1,1	0,9
Essai n° 7 (acier)	30/05/85	0,71	0,71	1,6	0,9
Essais n° 8 et 13 (acier)	04-18/06/85	1	1	0,2	1,2
Essais n° 27 (acier)	24-24/11/87	1	1	1	1,2
Essais n° 33 et 44 (béton)	13/03/89-25/04/89	0,7	0,7	1	1
Essais n° 34 et 43 (béton)	14/03/89-26/04/89	0,7	0,7	0,2	1

où B est la largeur de la fondation et L sa longueur ; D, la profondeur de la fouille et b_f, sa largeur.

Les valeurs des paramètres des modèles de Mohr-Coulomb et de Nova ont été déterminées à l'aide d'une méthodologie originale (Youssef et Mestat, 1991 ; Mestat et Arafati, 2000). Le tableau III indique les valeurs adoptées pour le modèle de Mohr-Coulomb. Pour le modèle de Nova, le tableau IV rappelle succinctement les équations élastoplastiques implantées dans le logiciel de calcul par éléments finis CÉSAR-LCPC. Par rapport à la version originale, l'élasticité non linéaire a été « linéarisée » afin de réduire la durée des calculs et remplacée par une élasticité linéaire (module d'Young et coefficient de Poisson équivalents déterminés à partir des essais triaxiaux). Le modèle de Nova comporte sept paramètres adimensionnels (B₀, L₀, M, μ, D, ℓ, m) et le paramètre p_{c0}, qui est une pression de référence calculée à partir de l'état initial des contraintes en écrivant que cet état est situé sur la surface de charge F(p₀, q₀, p_{c0}) = 0. On utilise donc pour calculer p_{c0} l'expression :

$$p_{c0} = \sqrt{\frac{4\mu}{M^2} q_0^2 + p_0^2}$$

avec q₀ et p₀, déviateur et pression moyenne à l'état initial pour le point considéré.

Le tableau V fournit les valeurs des paramètres pour le modèle de Nova. Les valeurs des paramètres de l'élasticité linéarisée sont identiques à celles retenues pour le modèle de Mohr-Coulomb.

Modélisation par éléments finis des essais de fondation

Représentation des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont de section carrée et posées à une certaine profondeur dans une fouille aux parois maintenues. Cette géométrie particulière suggère une modélisation tridimensionnelle. Malheureusement, même en tenant compte des symétries dues à l'homogénéité du sol et au chargement vertical et centré, on aboutit rapidement à un maillage important et des temps de calculs déraisonnables. Pour cette raison, la modélisation a été effectuée en symétrie de révolution ; les semelles carrées ont été assimilées à des semelles circulaires de surface équivalente (le diamètre vaut alors $D_{eq} = \frac{2B}{\sqrt{\pi}}$, où B est la largeur de la fondation).

Néanmoins, il était important de justifier cette approche « bidimensionnelle » et de comparer les résultats d'un calcul véritablement tridimensionnel avec ceux d'un calcul en symétrie de révolution. A titre d'exemple, l'essai n° 2 a été considéré : un maillage tridimensionnel représentant un

TABLEAU III

Caractéristiques mécaniques du sol de Labenne : modèle de Mohr-Coulomb

Profondeur	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)
$0 \leq z \leq 4$ m	16	96	0,28	1	36,5	11,4
$4 \text{ m} \leq z$	11	96	0,28	1	36,5	11,4

TABLEAU IV

Équations du modèle élastoplastique de Nova (version 1982)

Élasticité	$d\epsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp}{3p} \delta_{ij}$ <p>où L_0 et B_0 sont deux paramètres et $\eta_{ij} = \frac{\sigma_{ij} - p\delta_{ij}}{p}$.</p>	
Plasticité $\frac{q}{p} \leq \frac{M}{2}$	$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M^2 p}{4\mu q}$	$F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$ $G(p, q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p^2} = 0$
Plasticité $\frac{q}{p} \geq \frac{M}{2}$	$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p}$	$F(p, q, p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{2} + m \ln\left(\sqrt{1 + \mu \frac{p}{p_c}}\right) = 0$ $G(p, q, p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{1 - \mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p}{p_{cg}}\right)^{\frac{1-\mu}{\mu}} \right] = 0$
Écrouissage	p_c est la variable d'écrouissage : $p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\epsilon_v^p + D\epsilon_d^p}{\ell - B_0}\right)$	

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives.

F représente la surface de charge et G , le potentiel plastique.

Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants de contraintes p (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \text{ et } q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}$$

et des invariants de déformations plastiques :

$$\epsilon_v^p = \epsilon_1^p + \epsilon_2^p + \epsilon_3^p \text{ et } \epsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\epsilon_1^p - \epsilon_2^p)^2 + (\epsilon_1^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2}{2}}$$

La variable p_{cg} correspond à l'intersection du potentiel plastique avec l'axe des compressions isotropes et dépend de l'état de contraintes (p, q).

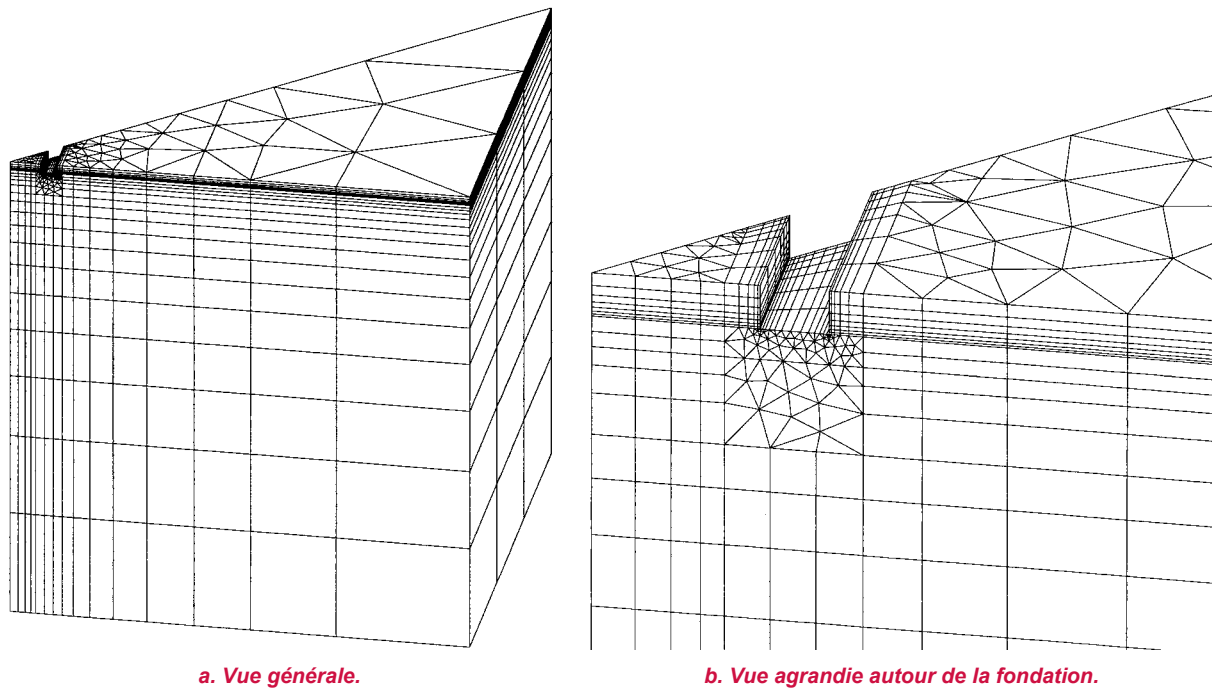
TABLEAU V

Caractéristiques mécaniques du sol de Labenne : modèle de Nova (1982)

Profondeur	γ (kN/m ³)	M	ℓ	B_0	L_0	μ	D	m
$0 \leq z \leq 4$ m	16	1,063	0,0018	0,0014	0,0022	1,313	0,320	0,204
$4 \text{ m} \leq z$	11	1,063	0,0018	0,0014	0,0022	1,313	0,320	0,204

Avec $E = 96$ MPa et $\nu = 0,28$.

Fig. 2 - Maillage tridimensionnel pour la fondation superficielle considérée dans l'essai n° 2 (13 022 nœuds).



huitième de la fondation réelle (fig. 2) et un maillage dans un plan méridien (fig. 5b) ont été réalisés. Les calculs ont été effectués pour le modèle de Mohr-Coulomb avec les paramètres donnés dans le tableau III. Le calcul tridimensionnel a duré près de 105 heures sur une station Sun Ultra 5 et le calcul bidimensionnel (axisymétrique), seulement 6 heures et 40 minutes. La figure 3 montre que les résultats des deux calculs sont très proches, même si l'on extrapole quelque peu ces courbes pour atteindre des déplacements centimétriques. Cette très bonne concordance justifie le choix d'une modélisation en symétrie de révolution pour le modèle de Mohr-Coulomb et pour celui de Nova.

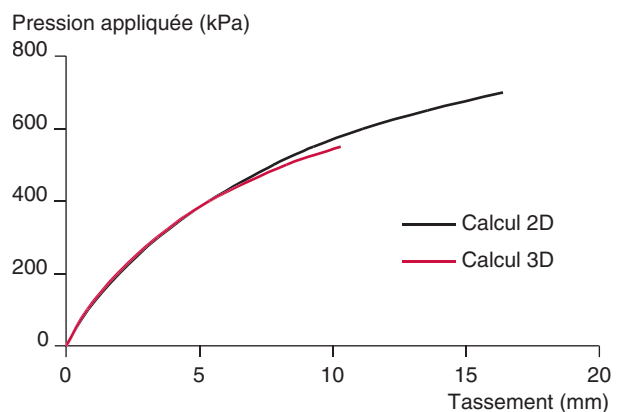


Fig. 3 - Comparaison entre un modèle bidimensionnel (2D, 1 974 nœuds) et un modèle tridimensionnel (3D, 13 022 nœuds).

Modélisation du massif de sol et des fondations

Les fondations et le massif de sol sont discrétisés par des éléments quadrangulaires et triangulaires. Le comportement du sable de Labenne est décrit successivement par le modèle de Mohr-Coulomb avec une loi d'écoulement non associée et par le modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova (version 1982). Le comportement de la fondation est supposé élastique linéaire isotrope : le module d'Young est égal à 210 000 MPa lorsque la fondation est en acier et à 30 000 MPa lorsqu'elle est en béton ; le coefficient de Poisson vaut 0,2 pour les deux matériaux. Pour sa part, la nappe phréatique est supposée située à 4 m de profondeur.

Modélisation du comportement d'interface

Comme les bords verticaux des fondations superficielles ne touchent pas les parois de la fouille ($b_f > B$), la modélisation ne nécessite pas d'éléments de contact entre la fouille et les bords de la plaque d'acier ou du bloc de béton. Au contact avec le sol sous la fondation, les nœuds du maillage à la frontière sont communs aux deux matériaux et il y a continuité des déplacements.

Les maillages

Pour chaque profondeur et chaque géométrie de fouille et de semelle, un maillage différent a été réalisé. Chacun a été raffiné autour de la semelle et des coffrages qui maintiennent les parois de la fouille, de manière à obtenir une bonne estimation du champ des contraintes. Les limites latérales ont été fixées à 10 m de part et d'autre du centre des semelles. De même, la limite inférieure est située à 10 m de profondeur. La zone maillée correspond à un plan méridien en symétrie de révolution : le modèle est donc de type « bidimensionnel ».

Dans quelques cas, les premiers maillages élaborés ont été jugés relativement grossiers, avec des éléments quadrangulaires trop allongés. Même si ces éléments sont situés dans des zones peu concernées par la plasticité, de nouveaux maillages plus resserrés ont été mis au point. Ceux-ci garantissent une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation. Toutefois, ce raffinement ne modifie que très légèrement les résultats obtenus avec les premiers maillages en termes de déplacements au centre de la fondation. Le tableau VI décrit les caractéristiques des treize maillages employés. Tous ces maillages sont construits sur le même principe. À titre d'exemple, les figures 4 à 5 illustrent certaines configurations.

Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacement sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif (à 10 m de profondeur) et déplacements horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine maillé (frontière latérale et axe de symétrie). Le coffrage métallique qui retient les parois des fouilles est pris en compte par une condition de déplacement horizontal nul.

TABLEAU VI
Nombres de nœuds et d'éléments pour chaque maillage

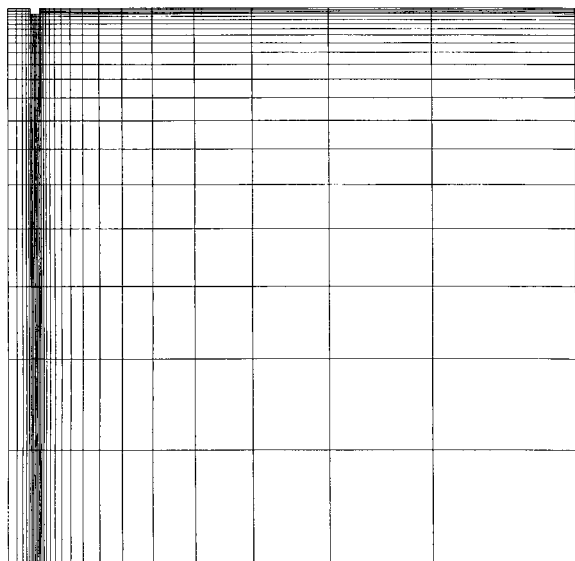
Essai modélisé	D (m)	Nœuds	Éléments
Essai n° 1	0,2	1 210	375 Q8*
Essais n° 2 et 3	0,1	1 839	578 Q8
<i>Essais n° 2 et 3 (maillage resserré)</i>	<i>0,1</i>	<i>1 974</i>	<i>860 T6* et 59 Q8</i>
Essai n° 4	0,2	1 627	510 Q8
Essai n° 5	0,8	1 442	449 Q8
<i>Essai n° 5 (maillage resserré)</i>	<i>0,8</i>	<i>2 993</i>	<i>1 365 T6 et 51 Q8</i>
Essai n° 6	1,1	1 565	488 Q8
Essai n° 7	1,6	1 434	445 Q8
<i>Essai n° 7 (maillage resserré)</i>	<i>1,6</i>	<i>3 152</i>	<i>1 444 T6 et 51 Q8</i>
Essais n° 8 et 13	0,2	1 848	581 Q8
Essais n° 27	1	1 931	606 Q8
Essais n° 33 et 44	1	2 067	650 Q8
Essais n° 34 et 43	0,2	1 961	618 Q8

* Q8 = quadrilatère à huit nœuds ; T6 = triangle à six nœuds.

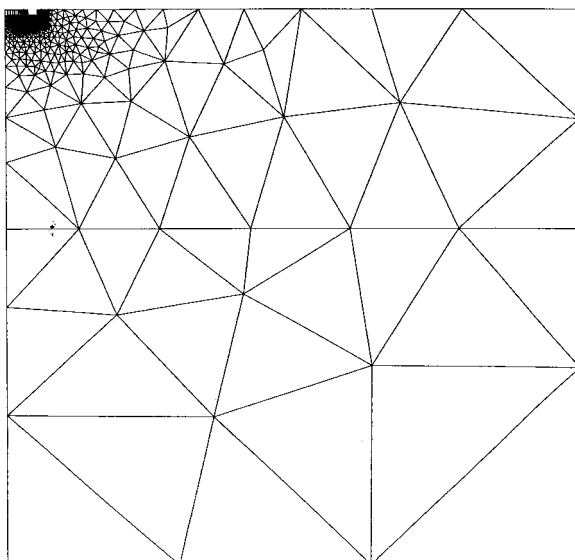
Calcul par étapes et incréments de chargement

Les premières modélisations ont été réalisées en deux étapes : l'une correspond à la création de l'état initial et à la simulation du creusement de la fouille et de la pose du coffrage et l'autre au chargement de la fondation. Comme les résultats obtenus étaient très proches d'un calcul en une seule étape sans phase d'excavation (état initial + chargement de la fondation), on a choisi cette approche, moins coûteuse en temps de calcul, pour toutes les simulations suivantes.

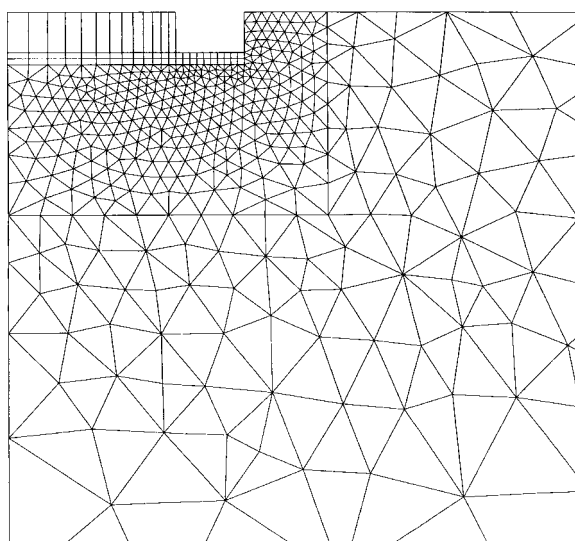
Fig. 4 - Maillages pour les essais n° 2 et 3.



a. Maillage initial.

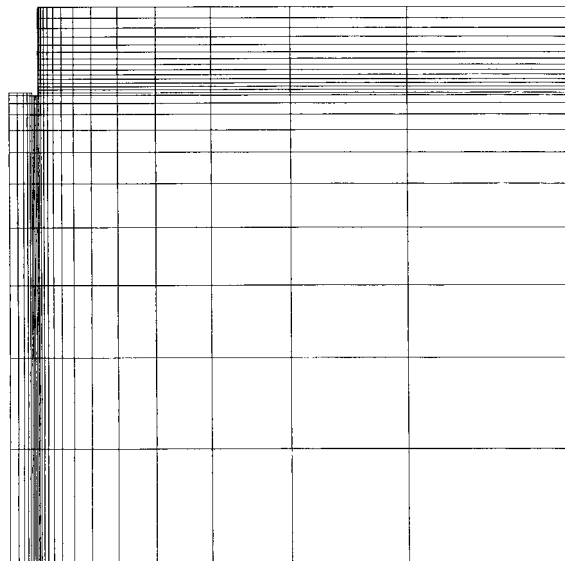


b. Maillage resserré autour de la fondation.

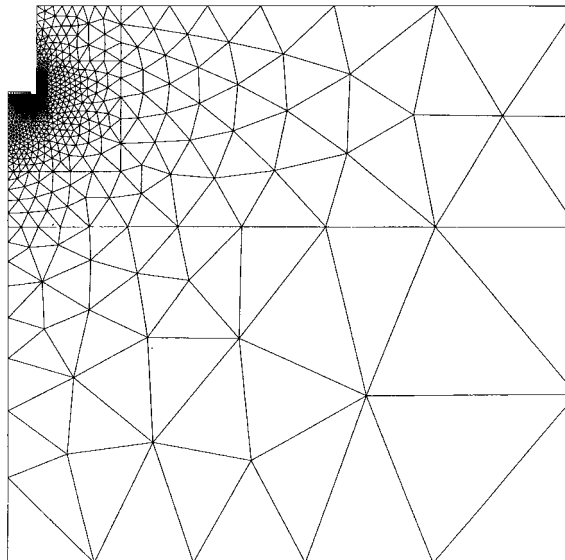


c. Vue agrandie au voisinage de la fondation (maillage resserré).

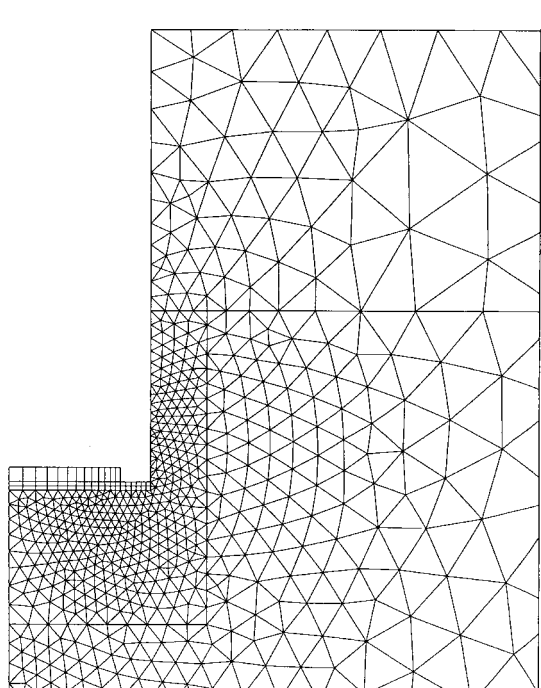
Fig. 5 - Maillages pour l'essai n° 7.



a. Maillage initial.



b. Maillage resserré autour de la fondation.



L'état initial correspond à un état de contrainte tel que la contrainte verticale équilibre le poids des terres et la contrainte horizontale effective est une fraction de la contrainte verticale effective. Ne possédant pas d'informations sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos, celui-ci a été calculé à partir de la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \varphi$). La valeur 0,405 a donc été adoptée.

Pour chaque modèle de fondation, le chargement est une pression uniforme, appliquée sur la partie supérieure de la semelle et augmentée de façon monotone par des accroissements successifs (compris entre 10 et 50 kPa) jusqu'à ce que des difficultés numériques conduisent à l'échec du calcul (mise en évidence de grands déplacements, convergence de plus en plus difficile, divergence, déformations plastiques importantes, formation d'une zone plastique étendue). La divergence est notamment caractérisée par la non-décroissance vers zéro de la norme du vecteur résidu, qui exprime le déséquilibre global du système discrétisé.

Déroulement des calculs

La méthode de résolution employée est la méthode des contraintes initiales (ou méthode de Newton-Raphson modifiée), seule technique véritablement stable lorsque les tenseurs de comportement ne sont pas symétriques, ce qui est le cas pour les règles d'écoulement non associées. On ne peut donc mettre en œuvre les méthodes d'accélération de la convergence. Les calculs en symétrie de révolution sont alors relativement longs : sur une station de travail de type Sun Ultra 5, il faut compter plusieurs heures en moyenne pour le modèle non associé de Mohr-Coulomb et une à deux heures pour le modèle de Nova (dont la règle d'écoulement est également non associée pour les fortes contraintes). Mis à part leur durée, les calculs se sont déroulés sans problème particulier pour le modèle de Mohr-Coulomb. Une convergence satisfaisante a été obtenue pour la gamme des pressions appliquées et les non-convergences ou divergences ont été « nettes ». En revanche, des problèmes numériques évoqués plus loin sont apparus avec le modèle de Nova et ont conduit à modifier la programmation de ce modèle dans CÉSAR-LCPC.

La tolérance demandée sur les tests de convergence est de 0,001. L'intégration réduite à 2×2 points de Gauss est utilisée pour le calcul des contraintes et des déformations à l'intérieur des éléments finis.

Comparaison entre les résultats calculés et expérimentaux

La confrontation des résultats numériques avec les mesures est effectuée à partir des courbes donnant le tassement en fonction de la pression appliquée. Les figures 6a à 6j regroupent les valeurs des tassements calculés et mesurés. Les valeurs numériques sont données dans des tableaux en annexe.

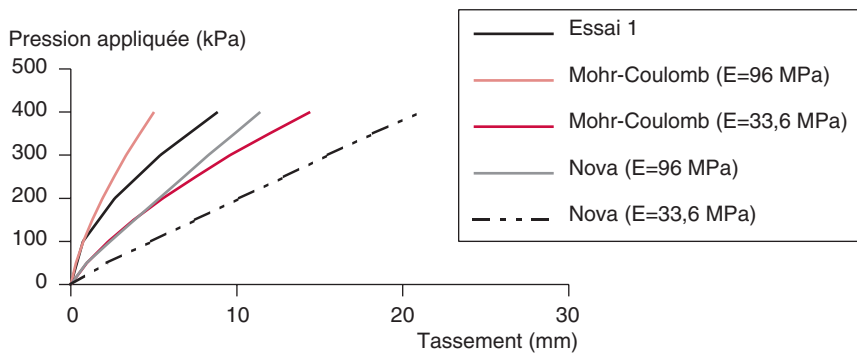
Modélisations avec le modèle de Mohr-Coulomb

D'une manière générale, les déplacements verticaux mesurés sont très largement sous-estimés par les calculs effectués avec le modèle de Mohr-Coulomb. En fait, les valeurs calculées ne sont de l'ordre de grandeur des mesures que pour des pressions inférieures à 150 kPa. Au-delà de cette valeur, la durée des calculs devient plus importante et les comparaisons calculs-mesures ne sont pas bonnes.

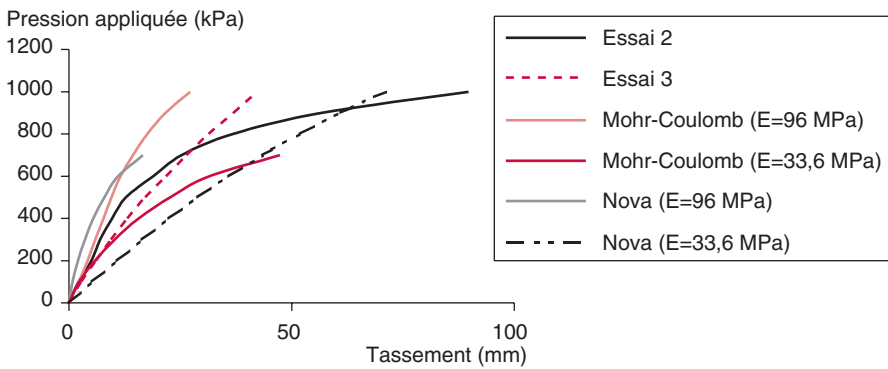
Ces mauvaises simulations théoriques peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs :

- la fluctuation du niveau de la nappe ;
- l'existence d'une cohésion capillaire ;
- la non-représentativité des essais de laboratoire et donc la mauvaise adéquation des valeurs des paramètres mécaniques ;
- la « simplicité » du modèle de Mohr-Coulomb, qui ne peut décrire avec suffisamment de fidélité les variations des contraintes, fortement perturbées autour des fondations en fond de fouille par rapport à l'état initial.

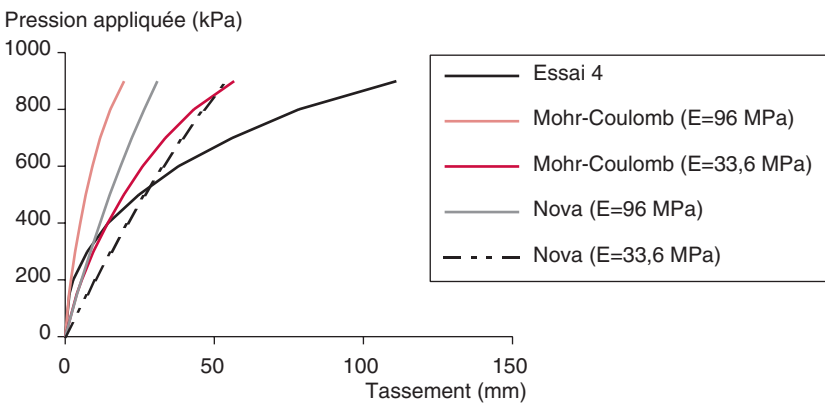
Fig. 6 - Comparaison mesures-calculs.



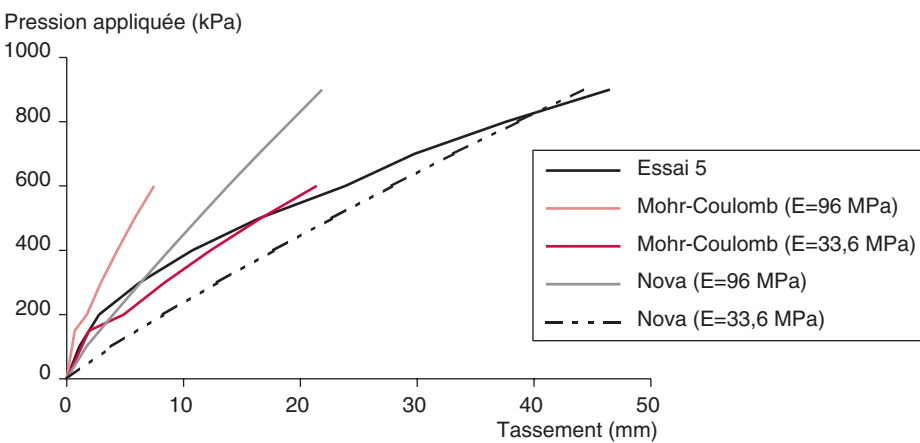
**a. Essai n° 1 ($D = 0,2 \text{ m}$;
 $b_f = 1 \text{ m}$; $B = L = 0,71 \text{ m}$).**



**b. Essais n° 2 et 3
($D = 0,1 \text{ m}$; $b_f = 1 \text{ m}$;
 $B = L = 0,71 \text{ m}$).**

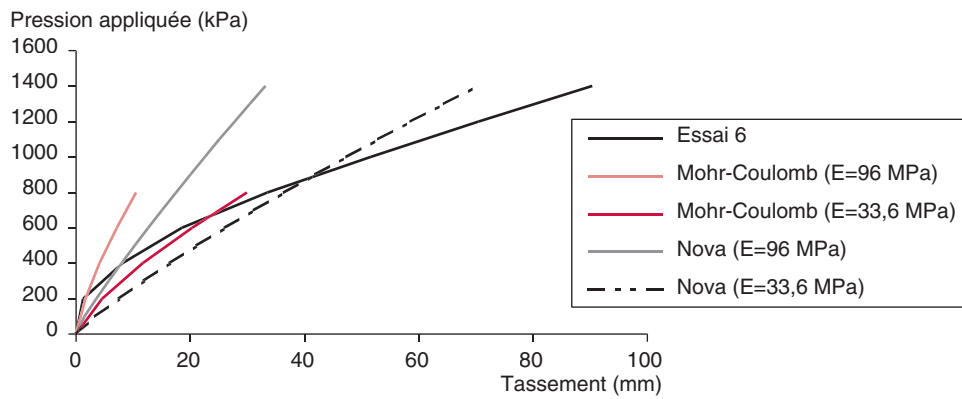


**c. Essai n° 4 ($D = 0,2 \text{ m}$;
 $b_f = 0,9 \text{ m}$; $B = L = 0,71 \text{ m}$).**

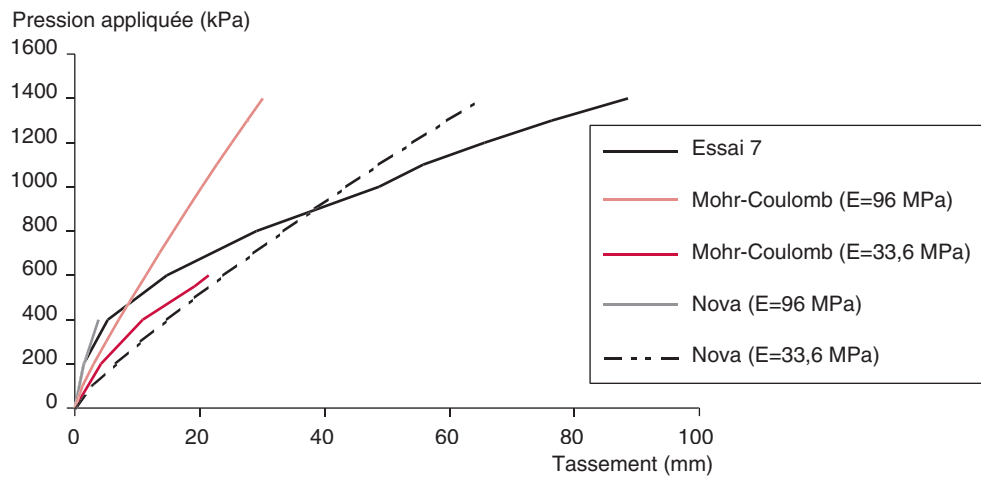


**d. Essai n° 5 ($D = 0,8 \text{ m}$;
 $b_f = 0,9 \text{ m}$;
 $B = L = 0,71 \text{ m}$).**

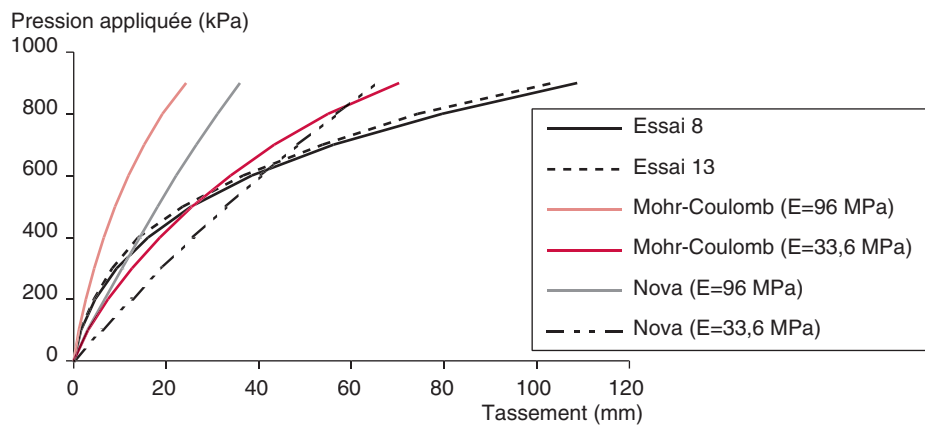
Fig. 6 - Comparaison mesures-calculs. (suite)



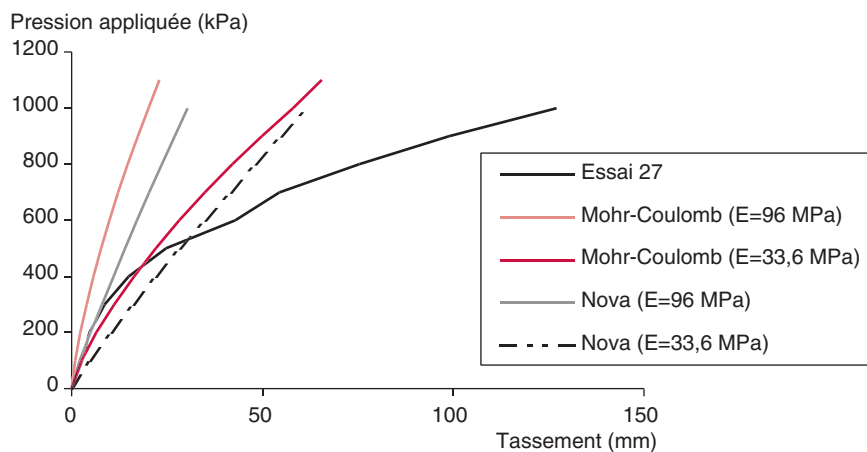
e. Essai n° 6
 (D= 1,1 m ;
 $b_f = 0,9$ m ;
 B = L = 0,71 m).



f. Essai n° 7
 (D= 1,6 m ;
 $b_f = 0,9$ m ;
 B = L = 0,71 m).

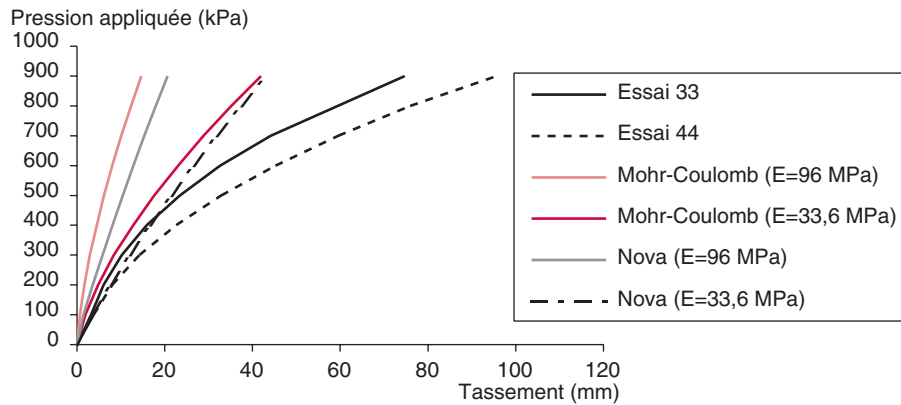


g. Essais n° 8 et 13
 (D= 0,2 m ; $b_f = 1,2$ m ;
 B = L = 1 m).

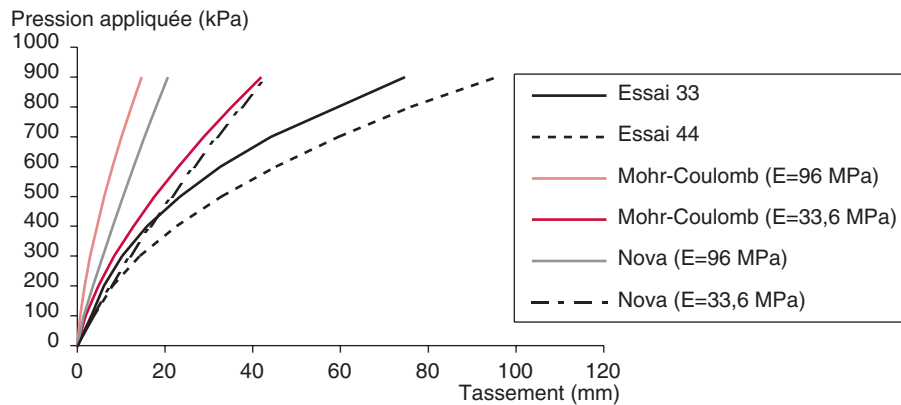


h. Essai n° 27 (D= 1 m ;
 $b_f = 1,2$ m ; B = L = 1 m).

Fig. 6 - Comparaison mesures-calculs. (suite)



i. Essais n° 33 et 44
($D = 1 \text{ m}$; $b_f = 1 \text{ m}$;
 $B = L = 0,7 \text{ m}$).



j. Essais n° 34 et 43
($D = 0,2 \text{ m}$; $b_f = 1 \text{ m}$;
 $B = L = 0,7 \text{ m}$).

Néanmoins, il semble que l'explication majeure réside dans la mauvaise estimation du module d'Young pour le modèle de Mohr-Coulomb. Le module déduit des essais de laboratoire est en fait un module de déformations tangent à l'état initial. Prendre cette valeur comme module d'Young revient à supposer un comportement très raide pour le domaine élastique du modèle de Mohr-Coulomb. Ce n'est pas réaliste et il vaudrait mieux prendre un module sécant plus faible. Le problème est alors d'estimer le niveau de contraintes adéquat pour déterminer ce module à partir des essais de laboratoire.

Une autre approche consiste à analyser les résultats des essais *in situ*. Canépa et Depresles (1990) indiquent que les reconnaissances géotechniques sur le site ont mis en évidence un module pressiométrique moyen de l'ordre de 8,4 MPa. Si l'on accepte les rapports habituels entre module d'Young et module pressiométrique E_M pour les sables, il convient de multiplier le module E_M par un facteur compris entre 2 et 4. En considérant l'hypothèse haute (un facteur 4), cela conduit à un module de 33,6 MPa, environ trois fois inférieur à la valeur déduite des essais triaxiaux. Des calculs complémentaires ont donc été réalisés avec cette nouvelle valeur pour le module d'Young, les valeurs des autres paramètres du modèle de Mohr-Coulomb étant inchangées. Pour les dix expérimentations étudiées, les figures 6a à 6j montrent également la comparaison des mesures avec cette deuxième série de calculs. Les valeurs numériques sont données dans les tableaux de l'annexe.

Pour cette seconde série de simulations ($E = 33,6 \text{ MPa}$), les écarts entre résultats numériques et mesures sont plus faibles et l'allure générale des courbes théoriques est satisfaisante, notamment pour les profondeurs de fouille importantes (de 0,8 à 1,6 m). L'erreur maximale estimée sur les grands déplacements est alors d'environ 55 %. En revanche, pour certains essais à faible profondeur ($D \leq 0,2 \text{ m}$), les écarts demeurent importants : l'erreur relative atteint 85 % aux grands déplacements et les calculs ont tendance à sous-estimer les déplacements verticaux.

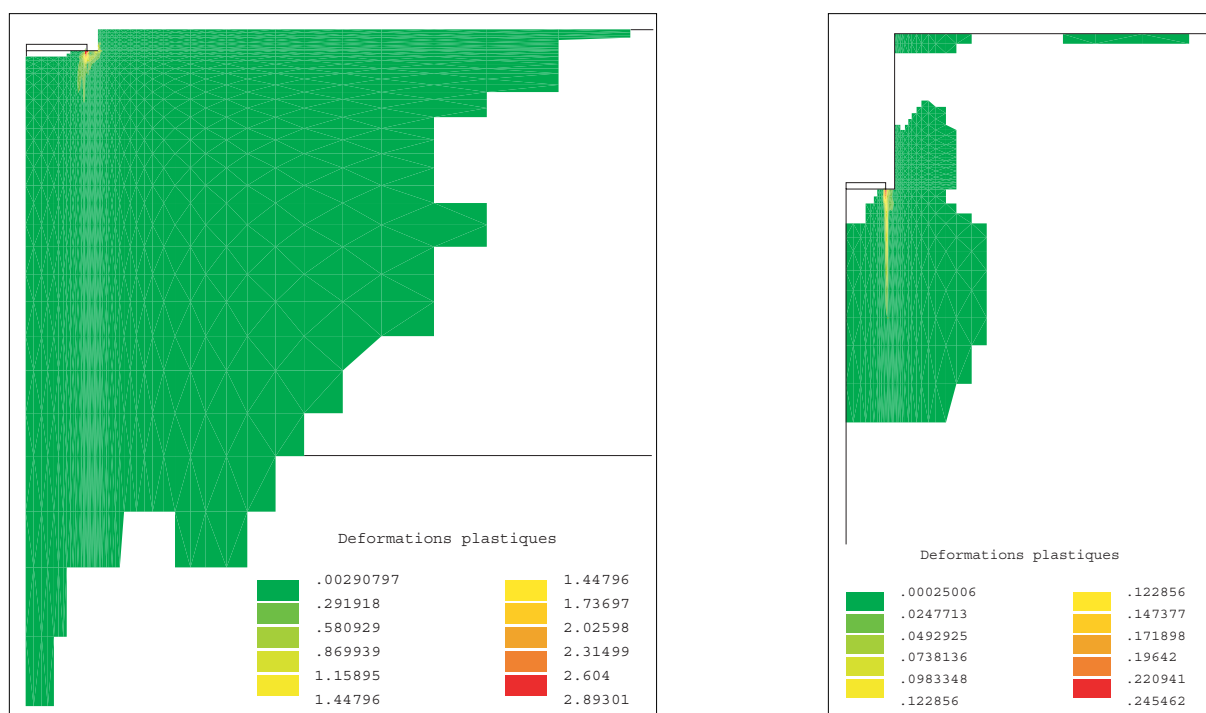
Les différences entre calculs et mesures sont néanmoins à relativiser, car des écarts notables ont été observés pour ces grands déplacements lors de la répétition de certains essais. Les expérimentations ont été réalisées à quinze jours ou un mois et demi d'intervalle, à quelques mètres de distance. Même si les essais répétés (8 et 13, 33 et 44, 34 et 43) donnent des courbes expérimentales assez proches, l'erreur relative est d'environ 20 % aux grands déplacements.

Le cas des essais n° 2 et 3 ($D = 0,1$ m) doit être mis à part, car ils ont été effectués à un jour d'intervalle et très près l'un de l'autre. La très grande différence entre les mesures serait plutôt à attribuer à la présence d'hétérogénéités locales dans le sol de fondation. Des passages de sable très organique d'épaisseur inférieure à 50 cm ont été mis en évidence lors des reconnaissances entre 10 et 11 m (Ledoux, 1984). Ces zones n'ont pas été prises en compte dans les modélisations par éléments finis.

Concernant les aspects numériques, le nombre d'itérations par incrément de pression et la durée des calculs sont vite devenus très importants à cause de la non-associativité du potentiel plastique et de la recherche de résultats dans un domaine proche de la rupture. Les derniers chargements ayant conduit à des résultats « convergés » ont été obtenus après plus de 10 000 itérations. La durée très longue des calculs est notamment à l'origine du peu de points obtenus pour l'essai n° 7 ($D = 1,6$ m). D'une manière générale, plus la profondeur de la fouille est grande et plus la durée des calculs est longue.

Par ailleurs, les courbes théoriques charge-tassement ne montrent pas nettement de palier d'écoulement ; on note seulement une évolution continue de la courbure vers une « hypothétique » asymptote horizontale. Toutefois, les convergences extrêmement lentes, l'ordre de grandeur des déformations plastiques et l'étendue des zones plastiques témoignent que l'on est proche de la rupture. La plasticité est concentrée autour de la fondation et près des parois de la fouille. Les figures 7a et 7b montrent les zones plastiques pour le dernier incrément ayant convergé dans le cas d'une profondeur faible (essai n° 8 : $D = 0,2$ m) et de la plus grande profondeur (essai n° 7 : $D = 1,6$ m). Les figures 8 et 9 présentent les mouvements du sol et les champs de contraintes correspondant à ces étapes de calcul.

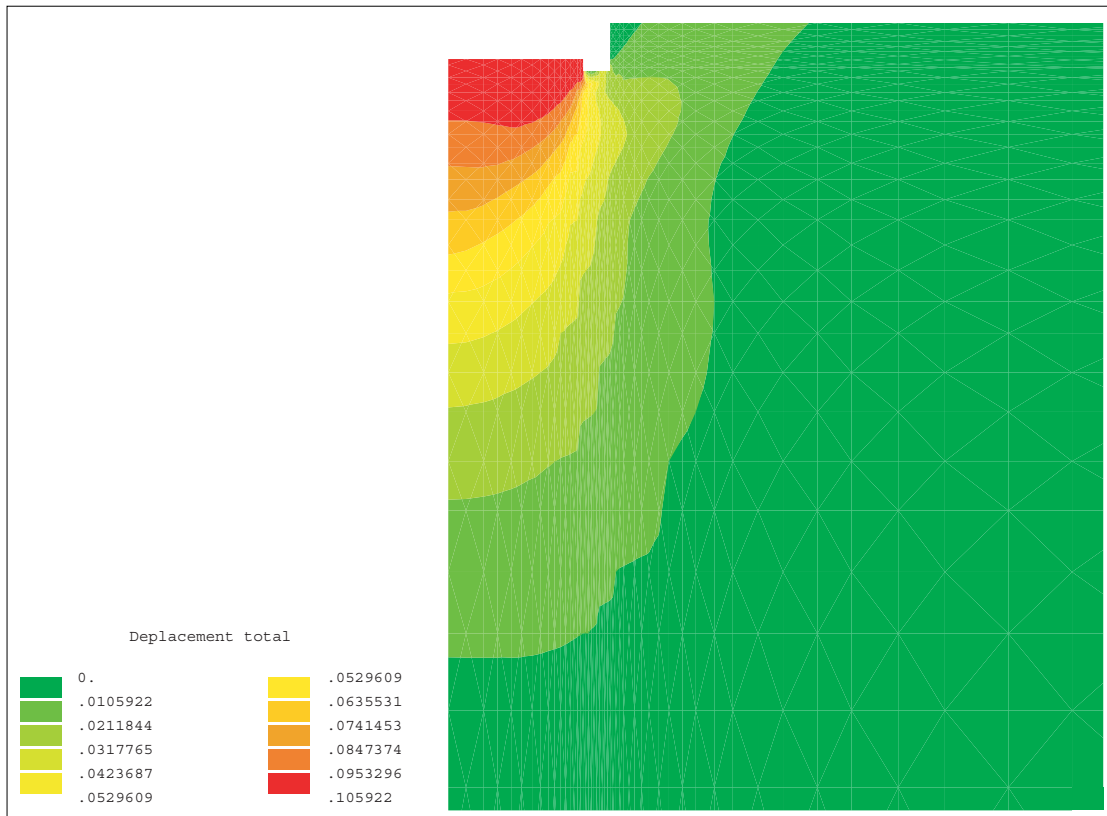
Fig. 7 - Isovaleurs des déformations plastiques autour de la fondation (modèle de Mohr-Coulomb).



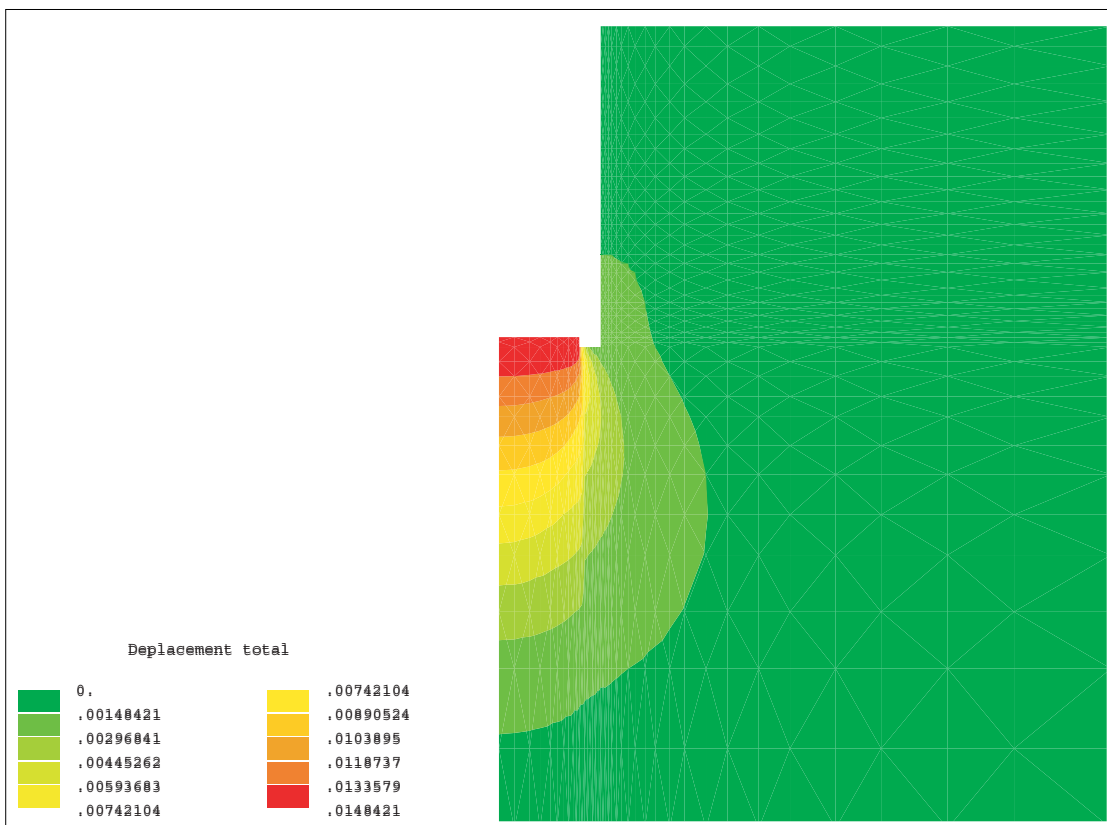
a. Pour une fouille à faible profondeur $D = 0,2$ m et une pression de 1 000 kPa.

b. Pour une fouille profonde $D = 1,6$ m et une pression de 500 kPa.

Fig. 8 - Isovaleurs des déplacements autour de la fondation (modèle de Mohr-Coulomb).

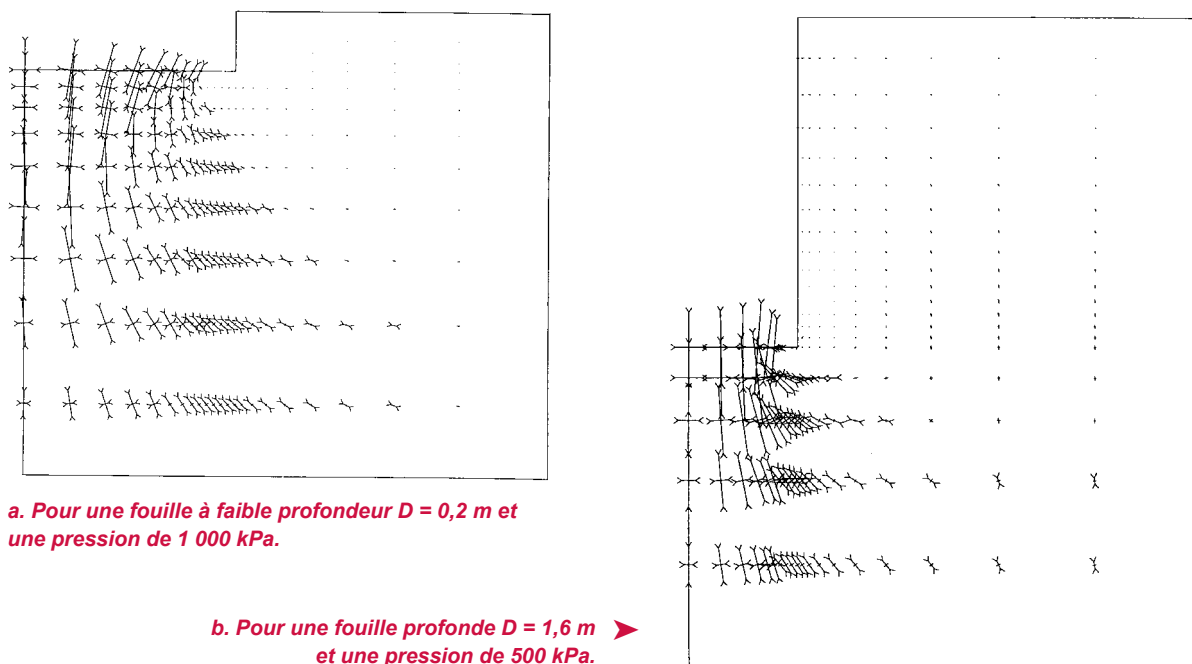


a. Pour une fouille à faible profondeur $D = 0,2$ m et une pression de 1 000 kPa.



b. Pour une fouille profonde $D = 1,6$ m et une pression de 500 kPa.

Fig. 9 - Champs de contraintes autour de la fondation (modèle de Mohr-Coulomb).



Modélisations avec le modèle de Nova

Une modification de la programmation dans CÉSAR-LCPC

Contrairement à d'autres simulations d'ouvrages réalisées précédemment (ouvrages souterrains, fondations en surface, ouvrages de soutènement, fondations profondes), les premières simulations des fondations de Labenne avec le modèle élastoplastique de Nova (version 1982) se sont heurtées à d'importantes difficultés numériques. Pour la plupart des essais et quelle que soit la finesse du maillage, il a été impossible de dépasser une pression appliquée sur la fondation de l'ordre de 400 kPa. Au-delà, des instabilités apparaissaient et conduisaient à l'échec des calculs. Cette instabilité était due à une très forte concentration des déformations plastiques en quelques points d'intégration situés au fond de la fouille entre la fondation (rigide) et la paroi (condition limite imposée) sur une distance très faible (égale à $b_f - B$) et de l'ordre de 20 ou 30 cm. Ces déformations plastiques augmentaient au cours du processus itératif et atteignaient des valeurs telles que l'actualisation de l'écroûissage devenait impossible. En effet, le calcul de la variable d'écroûissage p_c , définie par la relation :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_v^p + D\varepsilon_d^p}{\ell - B_0}\right),$$

et du terme p_{cg} qui apparaît dans le potentiel plastique

$$p_{cg} = p \left[\frac{1 - \mu}{M\mu} \left(\frac{M}{1 - \mu} - q \right) \right]^{-\frac{\mu}{1 - \mu}}$$

n'était plus possible. La concentration des déformations plastiques conduisait à une valeur positive de l'exposant $\frac{\varepsilon_v^p + D\varepsilon_d^p}{\ell - B_0}$ trop élevée pour la fonction exponentielle. De même, pour le calcul de p_{cg} ,

des valeurs très faibles de la contrainte moyenne p ont parfois abouti à un nombre négatif qu'il était alors impossible d'élever à la puissance $\frac{-\mu}{1-\mu}$! Dans les deux cas, l'ordinateur produisait des « overflows » et les calculs étaient voués à l'échec.

Une augmentation du nombre d'incrément de chargement appliqués sur la fondation, la gestion des « contraintes de tractions » ($p < 0$) et l'utilisation de maillages plus grossiers ou plus fins n'ont pas permis de régler ces difficultés. Finalement, n'ayant aucune raison de modifier les paramètres du modèle de Nova et ne pouvant jouer sur aucun des paramètres de la technique de résolution (méthode de Newton-Raphson), un réexamen de la programmation du modèle de Nova a été entrepris.

Pour éviter l'effet d'« overflow » provoqué par les grandes déformations plastiques, on a modifié le calcul de l'actualisation de l'écrouissage et privilégié un calcul de type incrémental au calcul

totalemment explicite. L'expression $p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_v^p + D\varepsilon_d^p}{\ell - B_0}\right)$ a ainsi été remplacée par l'équation :

$$p_c^m = p_c^{m-1} + \Delta p_c = p_c^{m-1} \left(1 + \frac{\Delta\varepsilon_v^p + D\Delta\varepsilon_d^p}{\ell - B_0}\right)$$
, où p_c^m représente la variable d'écrouissage au pas d'intégration m .

Cette modification a permis de surmonter la difficulté numérique très localisée dans les maillages et de poursuivre les calculs au-delà d'une pression égale à 400 kPa. On a bien sûr vérifié que cette nouvelle programmation n'altérerait que très peu les résultats acquis précédemment (avec la programmation initiale) et que les tests de validation élémentaires étaient toujours valables.

Comparaison calculs-mesures avec le modèle de Nova

Les simulations avec les valeurs du tableau V fournissent de meilleurs résultats que le modèle de Mohr-Coulomb, sauf pour l'essai n° 1 (fig. 6a). Le modèle de Nova fournit des tassements verticaux plus importants. L'erreur maximale aux grands déplacements vaut en moyenne près de 70 %. Les valeurs de tassement obtenues sont indiquées dans les tableaux de l'annexe.

Suite à la prise en compte des essais *in situ*, le module d'Young a été réduit de 96 à 33,6 MPa. Une nouvelle série de calculs a été effectuée. Des résultats satisfaisants ont alors été obtenus pour les six essais à grande profondeur ($D > 0,8$ m) : l'erreur relative maximale vaut respectivement 5 % (essai n° 5), 22 % (essai n° 6), 25 % (essai n° 7), 50 % (essais n° 27, 33 et 44). En revanche, pour les essais à faible profondeur ($D = 0,1$ et $0,2$ m), les différences restent importantes. L'erreur relative maximale est de l'ordre de 20 % (essai n° 2), 40 % (essais n° 8 et 13), 50 % (essai n° 4), 55 % (essais n° 34 et 43). Elle dépasse 100 % pour les essais n° 1 et 3.

D'autre part, l'allure de la réponse du modèle de Nova reste relativement « raide » et la courbure n'est pas très forte avant que n'apparaissent les problèmes numériques, signe d'une proximité de la rupture. Ce dernier aspect peut être dû à la programmation d'une élasticité linéarisée au lieu de l'élasticité non linéaire originale. Dans ce cas, il faudra prévoir de programmer le modèle de Nova dans son intégralité, même si cela risque fortement d'augmenter encore la durée des calculs. L'amélioration des simulations est peut-être à ce prix. En effet, un module de déformations dépendant des contraintes peut accentuer la courbure de la réponse charge-tassement et rapprocher ainsi les tassements calculés des mesures.

Enfin, il n'a pas été question dans cette recherche de caler les paramètres du modèle de Nova sur les résultats des essais en vraie grandeur. Mais on peut raisonnablement penser que la prise en compte des essais pressiométriques ne doit pas conduire seulement à modifier le module d'Young ; d'autres paramètres du modèle de Nova peuvent être affectés. Pour l'instant, on ignore dans quelle proportion et quels paramètres seraient concernés. Des recherches sont également à poursuivre dans cette voie. La modélisation d'essais pressiométriques avec le modèle de Nova (dans son intégralité) permettrait d'affiner l'analyse.

Conclusions

Les expérimentations de Labenne concernant des fondations superficielles en fond de fouille ont fourni l'occasion de confronter les résultats de plusieurs modélisations par éléments finis aux mesures réalisées. Le modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb et le modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova (version 1982) ont été utilisés successivement pour décrire le comportement du sable.

Le modèle de Nova a déjà été employé pour simuler plusieurs ouvrages expérimentaux (des modèles réduits centrifugés de fondations superficielles et de tunnels, un rideau de palplanches, des fondations profondes) et a conduit à des résultats satisfaisants avec des paramètres déterminés à partir d'essais de laboratoire. On s'attendait donc dans le cas d'un ouvrage moins complexe comme une fondation superficielle à des simulations proches des mesures. Ce fut le cas pour les fondations posées à grande profondeur, seulement après avoir réduit le module d'Young pour tenir compte des essais pressiométriques. En revanche, pour les fouilles proches de la surface (profondes d'une dizaine de centimètres), les résultats restent peu satisfaisants. Malgré les incertitudes existant sur la détermination des valeurs des paramètres et sur les mesures réalisées, il semble qu'on pourrait améliorer les simulations en tenant compte de l'élasticité non linéaire originale qui, pour réduire la durée des calculs, a été linéarisée dans la programmation de CÉSAR-LCPC.

Outre les aspects toujours enrichissants de la confrontation calculs-mesures, cette étude a conduit à modifier la programmation de la loi de comportement de Nova (version 1982) dans le module de calcul MCNL de CÉSAR-LCPC. Le passage d'un calcul non incrémental à un calcul incrémental de l'écrouissage a permis de résoudre les perturbations numériques causées par l'existence de fortes déformations plastiques très localisées dans les maillages. Cette modification n'a eu que des conséquences négligeables sur la réponse du modèle de Nova aux tests élémentaires ou à d'autres calculs d'ouvrage. Cette nouvelle programmation sera intégrée dans la version standard de CÉSAR-LCPC, en même temps que sera testée la prise en compte de l'élasticité non linéaire originale.

Plus que jamais, l'utilisation des modèles numériques dans de multiples configurations d'ouvrages et d'environnement est une composante essentielle de la « validation des modèles ». Les problèmes numériques surgissent souvent dans des conditions particulières qui peuvent échapper à une validation rapide par rapport à des solutions connues. L'utilisation régulière des lois de comportement complexes est à recommander : c'est en multipliant les études qu'on démontre la performance d'un modèle et son degré de fiabilité. Le travail de validation se double ainsi d'une démarche de sécurisation des algorithmes et de la programmation des lois de comportement : c'est un enjeu de première grandeur pour un logiciel industriel comme CÉSAR-LCPC.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CANÉPA Y., DEPRESLES D., *Fondations superficielles. Essais de chargement de semelles établies sur une couche de sable en place, station expérimentale de Labenne. Influence des conditions d'exécution. Compte rendu d'essais*, FAER 1.17.02.09, LREP, **1990**.

CHAMBON P., CORTÉ J.-F., *Étude sur modèles réduits centrifugés. Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent*, ERLPC, série Géotechnique, **GT 48**, LCPC, **1991**, 164 pages.

GARNIER J., CANÉPA Y., Effects of different footing conditions on the ultimate bearing pressure. *Centrifuge 91*, Ko (ed.), Balkema, **1991**, pp. 209-216.

GESTIN F., *Fondations superficielles – Études expérimentales – Essais de laboratoire sur le sable de Labenne, Compte rendu d'essais*, FAER 1.05.11.8, LRPC de Rouen, **1989**.

LEDOUX J.-L., *Fondations superficielles. Site expérimental de Labenne. Reconnaissance s et essais de laboratoire*. Rapport interne, FAER 1.05.26.4, LRPC de Bordeaux, **1984**.

MESTAT Ph., *Simulation numérique du comportement de fondations superficielles (modèles réduits en centrifugeuse). Bilan de la participation au GRECO 1988-1990*, LCPC, Division GMS1, FAER 1.16.21.0, **1990**, 128 pages.

MESTAT Ph., ARAFATI N., Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **216**, juillet-août **1998**, pp. 19-39.

MESTAT Ph., ARAFATI N., Modélisation des sables avec la loi de Nova : détermination des paramètres et influence sur les simulations, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **225**, mars-avril **2000**, pp. 21-40.

MESTAT Ph., SERRATRICE J.-F., BLIVET J.-C., HUMBERT P., CANOU J., *De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques*, ERLPC, série géotechnique, **GT 67**, LCPC, **2000**, 236 pages.

DAS NEVES M., MESTAT Ph., FRANK R., DEGNY E., Étude du comportement de pieux forés – Partie II : Modélisation par éléments finis, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **231**, mars-avril **2001**, pp. 55-67.

NOVA R., *A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges*, International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble, éditions Balkema, **1982**, pp. 289-309.

YOUSSEF E., MESTAT Ph., *Étude du comportement des sables sous sollicitations homogènes. Validation d'une méthodologie de détermination des paramètres de comportement de Nova et de Vermeer*, Mémoire de DEA, FAER 2.24.01, LCPC, **1991**.

ANNEXE

Valeurs numériques des courbes charges-tassements

TABLEAU A1

Simulations de l'essai n° 1 ($D = 0,2 \text{ m}$; $b_f = 1 \text{ m}$; $B = L = 0,71 \text{ m}$)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	0,74	0,76	2,26	2,37	4,85
200	2,65	1,91	5,53	5,32	10,17
300	5,39	3,33	9,60	8,29	15,49
400	8,85	5,02	14,43	11,41	21,07

TABLEAU A2

Simulations des essais n° 2 et 3 ($D = 0,1 \text{ m}$; $b_f = 1 \text{ m}$; $B = L = 0,71 \text{ m}$)

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)			
	Essai n° 2	Essai n° 3	Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	2,13	2,20	0,81	2,33	2,76	5,17
200	5,01	4,20	2,03	5,80	6,05	10,76
300	6,97	5,88	3,60	10,28	9,44	16,42
400	9,72	7,73	5,47	15,64	13,12	22,43
500	12,81	9,54	7,97	22,77	17,09	28,87
600	18,90	11,57	11,03	31,52	21,75	35,85
700	25,32	14,37	16,63	47,41	26,37	43,48
800	36,86	17,61	non convergé*	non convergé*	31,33	51,87
900	56,94	21,68			36,98	61,03
1 000	89,74	27,25			42,45	71,19

* Non-convergence après 10 000 itérations en méthode des contraintes initiales. La convergence devient très lente et on est proche de la rupture, vu les ordres de grandeur des déformations plastiques.

TABLEAU A3Simulations de l'essai n° 4 (D = 0,2 m ; b_f = 0,9 m ; B = L = 0,71 m)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
150	1,36	1,34	3,82	3,96	7,47
200	2,72	1,95	5,55	5,43	10,09
300	7,45	3,32	9,49	8,49	15,41
400	14,33	5,00	14,27	11,65	20,91
500	24,68	6,87	19,63	14,96	26,66
600	38,01	9,08	25,97	18,51	32,79
700	56,03	11,74	33,57	22,37	39,34
800	78,30	15,08	43,12	26,46	46,46
900	111,09	19,73	56,62	30,87	54,30

TABLEAU A4Simulations de l'essai n° 5 (D = 0,8 m ; b_f = 0,9 m ; B = L = 0,71 m)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	1,08	0,68	1,92	1,66	3,77
200	2,77	1,72	4,89	3,96	8,25
300	6,26	2,94	8,39	6,33	12,89
400	10,74	4,32	12,31	8,77	17,71
500	16,46	5,81	16,59	11,26	22,69
600	23,85	7,49	21,41	13,82	27,84
700	29,77	non convergé	non convergé	16,45	33,10
800	37,62			19,14	38,63
900	46,48			21,86	44,19

TABLEAU A5Simulations de l'essai n° 6 (D = 1,1 m ; b_f = 0,9 m ; B = L = 0,71 m)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
200	1,25	1,61	4,57	3,54	7,52
400	8,11	4,09	11,68	7,97	16,42
600	18,51	7,11	20,29	12,62	26,08
800	33,50	10,46	29,89	17,52	36,46
1 000	51,59	non convergé	non convergé	22,53	47,37
1 200	70,42			27,74	58,62
1 400	90,35			33,14	70,25

TABLEAU A6Simulations de l'essai n° 7 (D = 1,6 m ; b_f = 0,9 m ; B = L = 0,71 m)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
200	1,43	1,47	4,18	3,04	6,61
400	5,28	3,81	10,87	7,05	14,84
600	14,70	non convergé	21,46	11,37	23,87
800	29,08		non convergé	15,78	33,50
1 000	48,74			20,38	43,53
1 100	55,78			22,74	48,74
1 200	65,60			25,15	54,10
1 300	76,38			27,61	59,65
1 400	88,55			30,12	65,27

TABLEAU A7Simulations des essais n° 8 et 13 (D = 0,2 m ; b_f = 1,2 m ; B = L = 1 m)

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)			
	Essai n° 8	Essai n° 13	Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	1,58	1,47	1,09	3,08	2,99	100
200	4,60	4,37	2,60	7,39	6,70	200
300	9,25	8,32	4,41	12,58	10,46	300
400	16,08	13,92	6,52	18,59	14,23	400
500	25,32	23,52	8,92	25,54	18,14	500
600	38,47	36,56	11,83	33,90	22,16	600
700	56,06	53,77	15,21	43,27	26,46	700
800	79,57	74,28	19,13	54,90	31,06	800
900	108,76	103,40	24,25	70,26	35,90	900

TABLEAU A8Simulations de l'essai n° 27 (D = 1 m ; b_f = 1,2 m ; B = L = 1 m)

Pression appliquée (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)			
		Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	2,68	0,92	2,59	2,08	4,74
200	4,66	2,28	6,47	4,96	10,44
300	8,67	3,91	11,13	7,94	16,17
400	14,92	5,74	16,34	10,99	22,08
500	24,77	7,73	22,06	14,03	28,35
600	42,87	9,88	28,22	17,12	34,98
700	54,51	12,21	34,91	20,34	41,68
800	75,45	14,72	42,12	23,67	48,15
900	98,98	17,40	49,82	27,03	54,88
1 000	127,12	20,18	57,98	30,41	61,81

TABLEAU A9Simulations des essais n° 33 et 44 (D = 1 m ; b_f = 1 m ; B = L = 0,7 m)

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)			
	Essai n° 33	Essai n° 44	Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	3,19	3,82	0,66	1,88	1,49	3,42
200	6,07	8,01	1,68	4,81	3,61	7,63
300	10,20	14,21	2,94	8,41	5,83	12,04
400	15,87	22,63	4,49	12,84	8,12	16,66
500	23,39	32,84	6,16	17,61	10,46	21,49
600	32,61	45,25	8,06	23,03	12,86	26,52
700	44,10	59,53	10,09	28,85	15,34	31,83
800	-	75,91	12,31	35,17	17,91	37,44
900	74,71	95,65	14,69	41,96	20,65	43,14

TABLEAU A10**Simulations des essais n° 34 et 43 (D = 0,2 m ; b_f = 1 m ; B = L = 0,7 m)**

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)			
	Essai n° 34	Essai n° 43	Mohr-Coulomb (E = 96 MPa)	Mohr-Coulomb (E = 33,6 MPa)	Nova (E = 96 MPa)	Nova (E = 33,6 MPa)
100	3,93	1,71	0,79	2,25	2,41	4,89
200	8,97	5,88	1,96	5,59	5,41	10,22
300	15,32	11,81	3,44	9,82	8,47	15,67
400	24,25	20,43	5,13	14,65	11,71	21,48
500	38,18	31,78	7,14	20,40	15,13	27,62
600	54,83	46,14	9,60	27,44	18,88	34,03
700	77,55	64,88	12,61	36,05	22,91	40,97
800	112,96	91,58	16,39	46,84	27,07	48,30