

## IDENTIFICATION PARAMETRIQUE ET VALIDATION D'UN MODELE D'ARGILE PRECONSOLIDEE ELASTO-PLASTIQUE ANISOTROPE NON LINEAIRE

MALGORZATA JASTRZEBSKA

Ecole Polytechnique Silésienne, ul. Akademicka 5/214, 44-100 Gliwice, Pologne,  
jastrzeb@zeus.polsl.gliwice.pl

**Résumé:** Le travail concerne l'identification paramétrique et la vérification dans l'état de préconsolidation d'un modèle d'argile à une surface au renforcement anisotrope non linéaire à l'aide des études simples dans l'appareil triaxial. L'appréciation des paramètres  $C$  et  $\mu$  responsable d'une forte nonlinéarité des sols préconsolidés dans le domaine de microdéformation, a été effectuée à l'aide du procédé d'optimisation. En cas de la vérification expérimentale du modèle NAHOS 1 on a choisi des chemins de contrainte qui ont différés de ceux qui étaient la base de calibration. La vérification préliminaire a montré d'une manière satisfaisante la capacité du modèle étudié à prévoir, avec réalisme, la réponse du sol aux charges complexes avec une forte nonlinéarité physique dans la zone de petites déformations.

### SYMBOLES ET DEFINITIONS

- $A$  – coefficient de Skempton,
- $B$  – coefficient de Skempton,
- $c'$  – cohésion effective,
- $c_{vi}$  – coefficient de consolidation,
- $E$  – module d'élasticité,
- $e_0$  – indice de vides initiale,
- $\Delta e^p$  – changement plastique de l'indice de vides,
- $f_i$  – taille de grain moindre de 0.002 mm,
- $f_\pi$  – taille de grain entre les limites (0.002–0.05 mm),
- $G$  – module de cisaillement (déformation d'élasticité de Kirchhoffé),
- $G^t$  – module tangent de cisaillement,
- $G^{ep}$  – module élasto-plastique de cisaillement,
- $I_p$  – limite de plasticité,
- $I_L$  – limite de liquidité,
- $K_p$  – module de renforcement plastique,
- $p$  – contrainte moyenne,
- $p'_{co}$  – pression de préconsolidation,
- $q$  – intensité de contrainte,
- $t_{100}$  – temps pour finir la consolidation,
- $w_n$  – teneur en eau,
- $w_p$  – limite de plasticité,
- $w_L$  – limite de liquidité,
- $\phi'$  – angle de frottement effectif,
- $\nu$  – coefficient de Poisson,

$\rho_s$  – masse spécifique,  
 $\lambda, \kappa, M$  et  $G$  – paramètres du modèle Modified Cam-Clay,  
 $C$  et  $\mu$  – paramètres du modèle NAHOS 1.

## 1. MODELE NAHOS 1

### 1.1. GENESE DU MODELE

Le modèle étudié, développé à l'Institut Géotechnique de l'Ecole Polytechnique Silésienne depuis quelques années (GRYCZMAŃSKI et al. [11], [12]), est l'aboutissement de recherches continues pour la mise au point d'un modèle capable d'une part de représenter avec la plus grande fidélité les caractéristiques du sol pour différents chemins de charge, y compris pour des chargements cycliques, le comportement du sol en état de préconsolidation et d'autre part de rendre compte des fortes non-linéarités en petites déformations.

Le modèle proposé, NAHOS 1, a été créé à partir de quatre modèles: le modèle „Modified Cam-Clay (MCC)” (BURLAND [2]), le modèle de Dafalias–Herrmann [5], le modèle de HASHIGUCHI [13] et la proposition de GRYCZMAŃSKI [9]. Le premier de ces modèles introduit les définitions fondamentales de surface limite et de comportement des sols normalement consolidés, en conformité avec la mécanique de l'état critique. Le deuxième modèle a enrichi cette approche générale par une description élasto-plastique de l'état de préconsolidation; plus précisément il a introduit dans ce domaine le module de renforcement plastique et le vecteur unité normal. Cette approche, connue comme « principe de projection radiale » prend en considération deux points caractéristiques de l'espace des contraintes: le centre d'analogie  $S$  (fixé initialement à l'origine du système de coordonnées) et le point de reflet  $R$ , c'est à dire le point d'intersection de la surface limite et du rayon vecteur passant par le point actuel de contrainte (figure 1). Le troisième modèle, très général,

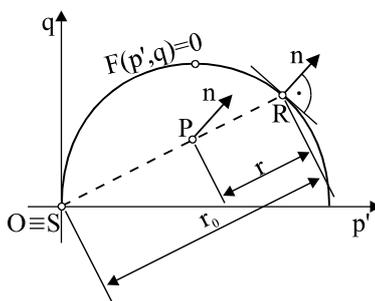


Fig. 1. Principe de projection radiale du modèle classique de Dafalias–Herrmann

a lié le centre d'analogie mobile à la surface dite temporelle de charge. Enfin le quatrième modèle réside dans la généralisation du modèle classique de Dafalias–Herrmann par la prise en considération des fortes non-linéarités physiques confirmées par plusieurs expériences au cours des deux dernières décades (JARDINE et al. [16], [14], GEORGIANNOU [6], BURLAND [3], BURLAND et GEORGIANNOU [4], GEORGIANNOU et al. [7], JARDINE et al. [15], ATKINSON et SALLFORS [1], GOTO et al. [8], LIPÍŃSKI et al. [21], LIPÍŃSKI et WOLSKI [20], JASTRZĘBSKA [17]).

GRYCZMAŃSKI [9] a utilisé les résultats analytiques des expériences de JARDIN et al. [14], [15] pour spécifier le module de renforcement plastique à l'intérieur de la surface limite.

## 1.2. CONCEPTION ET EQUATIONS DU MODELE NAHOS 1

Le modèle NAHOS 1 adapte entièrement le modèle „Modified Cam-Clay” valable dans la zone de consolidation normale en y introduisant la notion de projection radiale de DAFALIAS–HERRMANN [5]. De même que dans le modèle de Hashiguchi, le centre d'analogie est mobile, ce qui modifie le principe de projection radiale d'une manière présentée sur la figure 2a. Le centre d'analogie est le même que le point du dernier retour de la contrainte (figure 2b).

Les équations du modèle NAHOS 1 sont disponibles dans les thèses de doctorat de JASTRZĘBSKA [17] et (avec des certaines modifications) de STERNIK [22], et dans JASTRZĘBSKA et STERNIK [19].

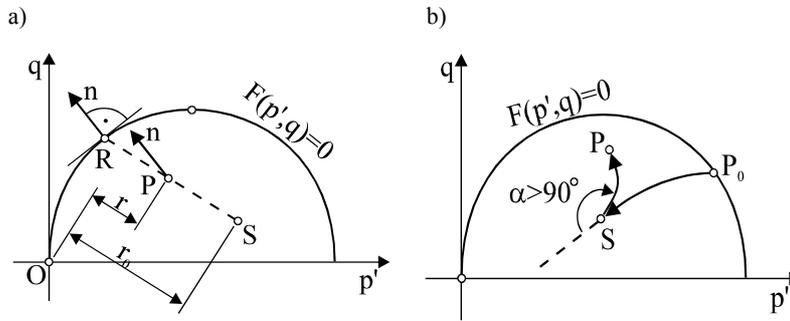


Fig. 2. Conception du modèle NAHOS 1, a) principe de projection radiale, b) détermination du centre d'analogie S

Dans ce modèle, le module de renforcement plastique  $K_p$  s'écrit:

$$K_p = \frac{M^4(1+e_0)p'_{co}}{\lambda-\kappa} \frac{p'_R(2p'_R-p'_c) \exp\left(\frac{\Delta e^p}{\lambda-\kappa}\right)}{M^4(2p'_R-p'_c)^2 + 4q_R^2} + C \cdot \left(\frac{r}{r_0-r}\right)^\mu \quad (1)$$

et le module de cisaillement de Kirchhoffé  $G$  est:

$$G = \frac{1}{3} \frac{dq}{d\varepsilon_s} /_{P=S} \quad (2)$$

expressions dans lesquelles interviennent les paramètres du modèle  $(\lambda, \kappa, M, G, C, \mu)$ ,  $p'_c$  la pression de préconsolidation,  $p'$  la contrainte moyenne,  $q$  l'intensité de contrainte,  $e_0$  et  $p'_{co}$  les valeurs initiales de l'indice des vides et de la pression de préconsolidation,  $\Delta e^p$  le changement plastique de l'indice des vides. Les constantes  $\lambda, \kappa, M$  et  $G$  sont les paramètres introduits par le modèle „Modified Cam-Clay” et  $C$  et  $\mu$  sont les paramètres supplémentaires du modèle NAHOS 1; les variables  $p'_R$  et  $q'_R$  sont les coordonnées du point de reflet  $R$  situé sur la surface limite;  $r$  et  $r_0$  sont les rayons indiqués sur la figure 2a.

## 2. MATERIAU ETUDIE

Pour que la calibration et la validation du modèle constitutif du sol soient conduites de façon satisfaisante, il est nécessaire d'utiliser un matériau si possible homogène. Dans le cas d'un sol cohérent nous avons pensé au kaolin, dont les paramètres sont les suivants:

<b>Type de sol:</b> Argile forte			<b>Source:</b> Usine de Demi-Porcel, Tulowice		
$w_n$ :	26.7–27.8	[%]	$I_p$ :	22.2	[%]
$w_p$ :	20.0	[%]	$I_L$ :	0.30–0.35	[–]
$w_L$ :	42.2	[%]	$f_i$ :	37.0–37.9	[%]
$\rho_s$ :	2.637	[g/cm <sup>3</sup> ]	$f_\pi$ :	53.7–56.3	[%]
$e_0$ :	0.705–0.746	[–]	$A$ (Skempton):	0.52–0.60	[–]
$p'_{co}$ :	80	[kPa]	$\phi'$ :	25	[°]
$c_{vi}$ :	0.08–0.18	[m <sup>2</sup> /année]	$\nu$ :	0.085	[–]
$t_{100}$ :	625–286	[min]	$E$ (max):	195	[MPa]
$c'$ :	10.7	[kPa]	$G$ (max):	95	[MPa]

Toutes les études ont été conduites avec des échantillons dont le diamètre  $D$  est de 50 mm et la relation  $H/D$  est 2. Pour assurer aux échantillons une saturation complète, nous avons employé une saturation gravitaire, complétée ensuite par une augmentation de la contrepression (*back pressure*). Grâce à cela nous avons obtenu une valeur élevée du paramètre de Skempton  $B$  ( $B = 0.97–0.99$ ). La vitesse de cisaillement utilisée était de 0.0075 mm/min pour les essais non drainés et de 0.00094 mm/min pour les essais drainés.

### 3. CALIBRATION DU MODELE

#### 3.1. PARAMETRES DU MODELE EN CONSOLIDATION NORMALE

L'adaptation du modèle „Modified Cam-Clay” citée ci-dessus simplifie d'une manière évidente la calibration de NAHOS 1 en consolidation normale. Chaque paramètre  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $M$  ou  $G$  est déterminé par un essai triaxial différent: compression et décompression hydrostatique, résistance et déformabilité initiale secondaire réalisée „sans drainage”. L'interprétation des résultats est conduite grâce à une analyse élémentaire de régression linéaire (GRYCZMAŃSKI [10], JASTRZEBSKA [17]).

#### 3.2. APPRECIATION DES PARAMETRES $C$ ET $\mu$

La détermination des paramètres  $C$  et  $\mu$  a été conduite avec grand soin car ils sont les paramètres clés d'une bonne approximation des fortes non-linéarités physiques des sols préconsolidés en petites déformations. Ainsi on a adopté pour  $\mu$  la coefficient de cisaillement „sans drainage” dans une large domaine de charge secondaire avec „contrôle” dans l'intervalle des petites déformations (figure 3).

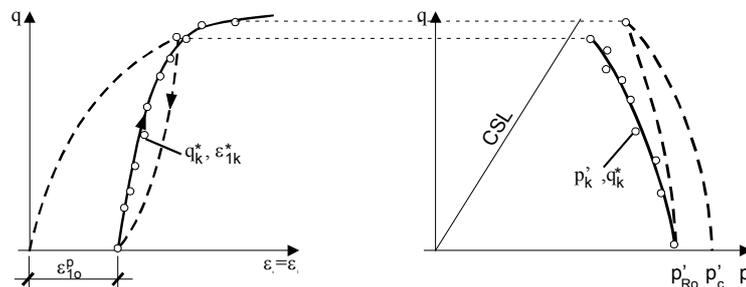


Fig. 3. Cisaillement „sans drainage” – caractéristique de déformation secondaire

La détermination des paramètres  $C$  et  $\mu$  est conduite au moyen de la méthode des moindres carrés avec une fonction de régression dépendante du module élasto-plastique de cisaillement  $G^{ep}$ . En raison de la complexité du problème, nous avons utilisé une approche numérique: la technique, simple, de recherche systématique avec compression du réseau a été programmée avec MatLab (JASTRZEBSKA et ŁUPIEŻOWIEC [18]).

##### 3.2.1. ALGORITHME DE DETERMINATION DES PARAMETRES $C$ ET $\mu$

Le modèle analysé comporte 6 paramètres à déterminer. Les quatre premiers sont identiques à ceux du modèle „Modified Cam-Clay” et les deux derniers ( $C$ ,  $\mu$ ) sont re-

cherchés à l'aide du procédé d'optimisation. Dans ce procédé, la fonction à minimiser est la distance, exprimée par le coefficient d'ajustement  $R^2-1$ , entre la courbe caractéristique du modèle théorique et la courbe expérimentale. Ces courbes montrent la dépendance du module tangent de cisaillement en fonction du déviateur de contrainte (figure 5). Pour déterminer le module de renforcement à l'état de préconsolidation on a analysé le chemin de cisaillement secondaire.

La courbe à laquelle on compare le résultat de la simulation numérique est exprimée par la relation:

$$G^t(q) = \frac{dq}{d\varepsilon} \cong \frac{q_{n+1} - q_n}{\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n} \quad (3)$$

où  $G^t$  est le module tangent de cisaillement,  $q_n$  et  $\varepsilon_n$  sont les valeurs de la contrainte et de la déformation verticale de l'échantillon au point test  $n$ .

Pour la simulation numérique, on fixe le point de contrainte  $P$ , on détermine le point de réflet  $R$  puis on calcule les distances  $r_0$  et  $r$ . On choisit de tels points de simulation numérique afin de pouvoir les comparer aux points expérimentaux. Ensuite, on détermine le module de renforcement  $K_p$  en se servant de la relation (1). On détermine de la même façon le module tangent de cisaillement, égal au module élasto-plastique présenté par la relation (GRYCZMAŃSKI [9]):

$$G^{ep}(q) = \frac{1}{\frac{1}{G} + \frac{3n_q^2}{K_p}} \quad (4)$$

La validation de l'ajustement réciproque des courbes (3) et (4) consiste à calculer le coefficient d'ajustement:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (G_n^t - G_n^{ep})^2}{\sum (G_n^t)^2} \quad (5)$$

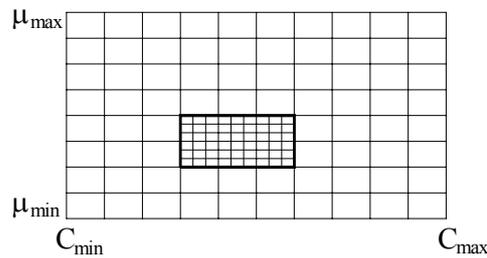


Fig. 4. Compression du réseau pendant l'exploration systématique des paramètres

La figure 4 présente la technique d'exploration systématique avec compression du réseau. Cette technique repose sur la définition préliminaire des fourchettes des paramètres recherchés et sur la compression de la repartition du réseau. On procède ensuite en chaque point à l'ajustement de la courbe théorique paramétrée en  $C$  et  $\mu$  avec la courbe expérimentale, ce qui donne le coefficient  $R^2$ . Parmi l'ensemble des points on obtenus, on choisit le point pour lequel l'ajustement est le meilleur. Au cas où le point trouvé est au bord de la zone explorée on doit dilater les fourchettes des paramètres au cours de l'analyse suivante. Quand une précision plus grande des paramètres calculés est demandée, alors on comprime le réseau aux environs du point obtenu et on analyse à nouveau le réseau suivant les étapes successives ci-dessus (figure 4).

### 3.3. RESULTATS OBTENUS

La procédure de calibration des paramètres du modèle a été conduite pendant le chargement d'un échantillon dans l'appareil triaxial après la consolidation isotrope, dans des conditions non drainées et avec mesure de la pression d'eau dans les pores. On a d'abord déterminé les paramètres caractéristiques du modèle MCC. Nous avons obtenu:

Paramètre MCC –  $G_{\max}$ : 95 [MPa]. Paramètre MCC –  $\lambda$ : 0.05 [–].  
 Paramètre MCC –  $M$ : 0.99 [–]. Paramètre MCC –  $\kappa$ : 0.01 [–].

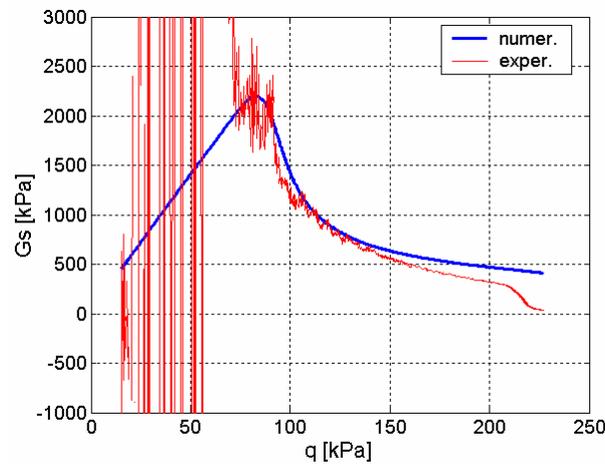


Fig. 5. Comparaison des courbes numérique et expérimentale

Pour déterminer les paramètres ( $C$ ,  $\mu$ ) on s'est servi du chemin de charge secondaire. L'algorithme présenté dans le point 3.2.1 nous a permis d'obtenir les valeurs suivantes des paramètres:

Paramètre NAHOS –  $C$ : 25 [-]. Paramètre NAHOS –  $\mu$ : 11.5 [-].

L'ajustement des courbes théorique et expérimentale est montré sur la figure 5. Pour les faibles valeurs de  $q$  des perturbations apparaissent, dues au mécanisme qui transmet la charge à l'échantillon. Mais dans la deuxième partie du diagramme, pour des valeurs plus élevées de  $q$ , on observe la compatibilité (avant tout qualitative) des deux courbes étudiées. Ceci démontre que les paramètres  $C$  et  $\mu$ , responsables du comportement du sol à l'état de préconsolidation, expriment bien le caractère non-linéaire du comportement en petites déformations: on note une forte chute de valeur du module sécant de cisaillement  $G_s$ . Pour obtenir une compatibilité plus grande des courbes théorique et expérimentale il faut adopter un modèle constitutif plus complexe (par exemple, NAHOS 2) et limiter les perturbations initiales provoquées par l'inertie du piston qui transmet une charge.

#### 4. VALIDATION DU MODELE

##### 4.1. HYPOTHESES GENERALES

La validation du modèle passe par les étapes suivantes:

1. Validation au laboratoire pour un échantillon dans des conditions de chargement complexes mais contrôlées en contrainte et déformation homogènes.
2. Validation pour un système ouvrage-sol dans des conditions de chargement complexes mais en contrainte et déformation hétérogènes.
3. Validation pour un système ouvrage-sol dans des conditions de chargement non contrôlées et en contrainte hétérogène avec une complexité imposée par l'environnement.

Le point de départ de cette validation est constitué par les données expérimentales obtenues à chaque étape. Dans la première étape celles-ci sont sous la forme des caractéristiques invariantes  $\sigma - \varepsilon$  obtenues en laboratoire dans l'appareil triaxial de compression ou sur tout autre type d'expériences comme par exemple un cylindre creux avec différents programmes de chargement. Les données de la deuxième étape proviennent des études en chambre de calibration, en centrifugeuses ainsi que des essais *in situ*. La validation dans la troisième étape est fondée sur les résultats du monitoring de comportement des ouvrages géotechniques réels.

##### 4.2. DEROULEMENT DES ESSAIS ET RESULTATS

En vue de la validation expérimentale du modèle NAHOS 1, des essais sur triaxial ont été conduits sur des chemins de contrainte effective différents de ceux utilisés pour

la calibration. Dans ce but on a choisi des essais standards (à pression d'eau constante dans la cellule) en drainage libre, après consolidation isotrope à vitesse de cisaillement constante de 0.00094 mm/min.

On a effectué ainsi trois essais de cisaillement „avec drainage” jusqu'au point critique, après consolidation isotrope (avec décompression pour le premier essai) avec déchargement et cisaillement secondaire. Pour les deux premiers essais la pression d'eau effective pendant la consolidation était égale à 257 kPa et pour le troisième essai à 137 kPa. Dans le premier essai, l'échantillon était déchargé en cours de consolidation à la pression de 197 kPa tandis que dans les deuxième et troisième essais, le chargement était monotone. Les figures 6, 7 et 8 présentent les résultats de cette validation.

La comparaison des caractéristiques  $q - \varepsilon_s$  du premier essai „avec décharge” et du troisième essai montre une très bonne compatibilité qualitative dans la zone entière de déformation ainsi qu'une bonne convergence quantitative des courbes, particulièrement en préconsolidation (segments des courbes fortement croissantes).

Les courbes du deuxième essai sous charge monotone montrent une déviation minime des résultats des calculs à l'aide du modèle NAHOS 1 en préconsolidation. Quand on atteint la surface limite, on observe un comportement linéaire des courbes. Ce comportement linéaire de la courbe théorique pour les grandes valeurs de  $\varepsilon_s$ , horizontale au même légèrement décroissante, est caractéristique de l'existence d'un état critique.

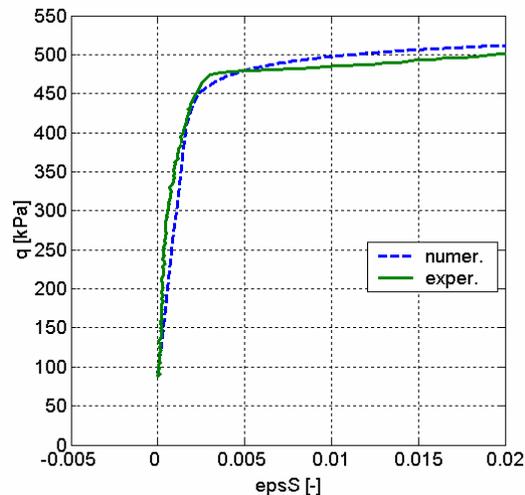


Fig. 6. Essai 1 – courbe numérique et expérimentale

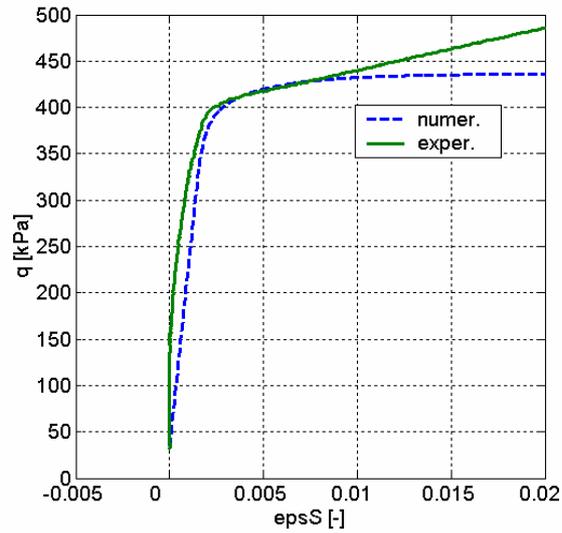


Fig. 7. Essai 2 – courbe numérique et expérimentale

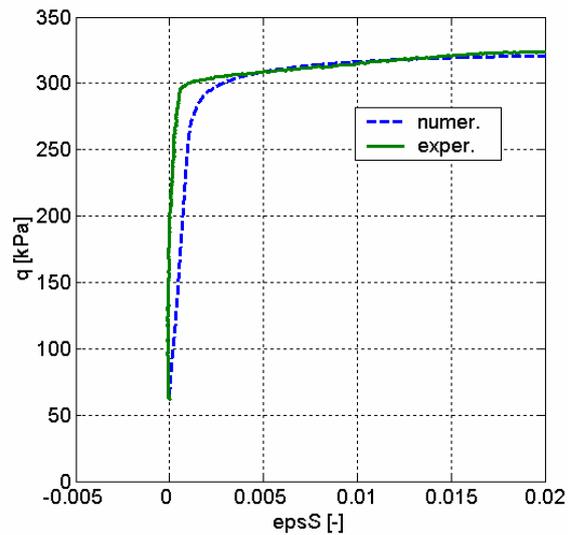


Fig. 8. Essai 3 – courbe numérique et expérimentale

Le modèle „Modified Cam-Clay” est responsable de cette divergence. Cela est la conséquence de l’hypothèse selon laquelle le renforcement dépend uniquement des changements plastiques de volume. La prise en considération de l’influence des déformations plastiques dans la loi de renforcement permettrait une meilleure adé-

quation des courbes théorique et expérimentale de la figure 7 dans la zone de consolidation normale.

## 5. CONCLUSIONS

Eut égard au relativement petit nombre de paramètres, on a privilégié une validation qualitative, par évaluation visuelle des divergences entre les courbes  $q - \varepsilon_s$  théoriques et expérimentales (courbes de cisaillement). On a ainsi constaté sur les figures 6, 7 et 8 une compatibilité satisfaisante du modèle NAHOS 1 pour cette première étape de validation. La compatibilité quantitative est moins affirmée. Dans la zone de préconsolidation (segments des courbes fortement croissantes) elle est parfaite mais elle est moins bonne dans la zone de consolidation normale (segments des courbes légèrement croissantes). L'écart entre les résultats théoriques et expérimentaux dans les essais 1 et 3 est petit et presque uniforme dans une large zone de déformation  $\varepsilon_s$ . La cause de l'écart des courbes dans le deuxième essai est du au voisinage de l'état critique dans le traitement du modèle, quand le modèle „Modified Cam-Clay” se montre insuffisant.

Cette validation préliminaire a montré d'une manière satisfaisante la capacité du modèle étudié à prévoir, avec réalisme, la réponse du sol à des chargements complexes avec de fortes non-linéarités physiques en petites déformations. En même temps cette validation a montré les directions de développements possibles du modèle. Les actions futures successives devraient conduire

1. A l'amélioration du modèle avec une meilleure prise en considération des fortes non-linéarités en petites déformations.
2. A l'élargissement du domaine de validité du modèle pour ce qui est de la consolidation.
3. Aux applications pratiques en géotechnique.

## REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier le Comité National pour la Recherche Scientifique pour son soutien à ce travail, contrat Grant No. 5 T07E 03824.

## REFÉRENCES

- [1] ATKINSON J.H., SALLFORS G., *Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests, General report*, Proc. 10th ECSMFE, Firenze, 1991, Vol. 3, pp. 915-956.
- [2] BURLAND J.B., *Deformation of soft clay*, PH. D. Thesis, 1967, Univ. Cambridge.
- [3] BURLAND J.B., "Small is beautiful" – the stiffness of soils at small strains, 9<sup>th</sup> Bjerrum Memorial Lecture, Canadian Geotechnical Journal, 1989, Vol. 26, pp. 499-516.
- [4] BURLAND J.B., GEORGIANNOU V.N., *Small Strain Stiffness under Generalized Stress Changes*, 10th

- ECSMFE, Firenze, 1991.
- [5] DAFALIAS Y.B., HERRMANN L.R., *A bounding surface soil plasticity model*, Proc. Int. Symp. Soils under Cycl. Trans. Loading, 1980, pp. 335–345.
- [6] GEORGIANNOU V.N., *The behaviour of clayey sands under monotonic and cyclic loading*, Ph.D. Thesis, 1988, Univ. of London.
- [7] GEORGIANNOU V.N., RAMPOLLO S., SILVESTRI F., *Static and dynamic measurements of undrained stiffness on natural overconsolidated clays*, Proc. 10th ECSMFE, Firenze, 1991, pp. 91–95.
- [8] GOTO S., TATSUOKA F., SHIBUYA S., KIM Y.S., SATO T., *A simple Gauge for local small strain measurements in the laboratory*, Soils and foundations, 1991, Vol. 31, No. 1, pp. 169–180.
- [9] GRYZMAŃSKI M., *A bounding surface soil plasticity model with a small deformation non-linearity*, 6ème Colloque Franco-Polonais de Mecanique des Sols Appliquée, Douais, 1993, pp. 146–155.
- [10] GRYZMAŃSKI M., *O kalibrowaniu modelu konstytutywnych gruntów*, Zesz. Nauk. Pol. Śl., Budownictwo, 1995, 80, pp. 37–52.
- [11] GRYZMAŃSKI M., JASTRZĘBSKA M., STERNIK K., *Modèle d'argile élasto-plastique à une surface au renforcement anisotrope non linéaire* (en polonais), BK-254/RB-7/98, Faculté de Génie Civil, Gliwice, 1998.
- [12] GRYZMAŃSKI M., JASTRZĘBSKA M., STERNIK K., *Modèle d'argile élasto-plastique à une surface au renforcement anisotrope non linéaire – Nahos 1. Vérification et emploi dans l'analyse des problèmes géotechnique* (en polonais), BK-237/RB-7/99, Faculté de Génie Civil, Gliwice, 1999.
- [13] HASHIGUCHI K., *A mathematical description of elastoplastic deformation in normal yield and sub-yield states*, Proc. NUMOG 2, 1986, Ghent, pp. 17–24.
- [14] JARDINE R.J., POTTS D.M., FOURIE A.B., BOURLAND J.B., *Studies of the influence of non-linear stress–strain characteristics in soil – structure interaction*, Géotechnique, 1986, 36, 3, pp.377–396.
- [15] JARDINE R.J., POTTS D.M., St. JOHN H.D., HIGHT D.W., *Some practical applications of a non-linear ground model*, Proc. 10th ECSMFE, Firenze, 1991, Vol. 1, pp. 223–228.
- [16] JARDINE R.J., SYMES M.J., BOURLAND J.B., *The measurement of soil stiffness in the triaxial Apparatus*, Géotechnique, 1984, 34, No. 3, pp. 323–340.
- [17] JASTRZĘBSKA M., *Calibrage et la validation d'un modèle d'argile élasto-plastique à une surface au renforcement anisotrope non linéaire* (en polonais), Thèse de spécialité, Ecole Polytechnique Silésienne, Faculté de Génie Civil, Gliwice, 2002.
- [18] JASTRZĘBSKA M., ŁUPIEŻOWIEC M., *Estymacja parametrów pola modułu wzmocnienia w obszarze prekonsolidacji*, XV Konferencja Naukowa, *Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych*, Korbielów, 2002.
- [19] JASTRZĘBSKA M., STERNIK K., *Application of elasto-plastic model with anisotropic hardening to analysis of cyclic loading of cohesive soil*, International Conference on “Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena”, Bochum, Germany, 31 March – 02 April, 2004, pp. 41–46.
- [20] LIPIŃSKI M.J., WOLSKI W., *Onset conditions of liquefaction*, Proceedings of the 15th ICSMGE, Istanbul, 2001, Vol. 1, 1.1, pp. 187–190.
- [21] LIPIŃSKI M.J., WOLSKI W., FIORAVANTE V., JAMIOLKOWSKI M.B., *Preliminary evaluation of hazard due to liquefaction for Żelazny Most tailings pond*, Proceedings of the 14th ICSMFE, 1997, Hamburg, pp. 1843–1846.
- [22] STERNIK K., *Analise d'efficacité et une implémentation d'un modèle d'argile élasto-plastique à une surface au renforcement anisotrope non linéaire* (en polonais), Thèse de spécialité, Ecole Polytechnique Silésienne, Faculté de Génie Civil, Gliwice, 2003.