

Étude expérimentale en vue d'un modèle de comportement pour la vase de Tunis

F. TOUNEKTI

M. BOUASSIDA

M. KLAI

Unité de recherche
ingénierie géotechnique
École nationale
d'ingénieurs de Tunis
BP 37 Le Belvédère
1002 Tunis (Tunisie)
mounir.bouassida@enit.rnu.tn
mounir@lmsgc.enpc.fr

I. MARZOUGI

Institut supérieur
des études technologiques
(ISET) de Radès

Résumé

Une étude expérimentale en laboratoire a été menée sur une vase de Tunis, reconstituée suite à une consolidation initiale progressive jusqu'à une contrainte voisine de 60 kPa. Les échantillons du sol reconstitué ont été soumis à des essais œdométriques et à des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) et consolidés non drainés (CU + u). La simulation des essais à l'aide du modèle SSM (*Soft Soil Model*) incorporé dans le programme PLAXIS a donné des résultats satisfaisants. Ce qui permettrait d'aborder, ultérieurement, des calculs numériques d'ouvrages géotechniques concernés par la vase de Tunis.

Mots-clés : comportement, expérimentation en laboratoire, paramètres, simulation numérique, sol mou, vase de Tunis.

Experimental study for modelling the behaviour of Tunis soft clay

Abstract

An experimental investigation has been carried out on remoulded Tunis soft clay after gradual initial consolidation up to 60 kPa. Oedometric tests, consolidated drained (CD) and consolidated undrained (CU + u) triaxial tests have been carried out on remoulded soft clay specimens. As a first attempt, the Soft Soil Model (SSM) is proposed as a constitutive model for Tunis soft clay under quasi static loadings. Using Plaxis software (version 8.1) a numerical simulation of oedometric and CD triaxial tests has been implemented. A good agreement has been observed between numerical and experimental results. Therefore, numerical computations may be conducted for geotechnical applications related to Tunis soft clay using the SSM model.

Key words : behaviour, laboratory experiment, model, numerical modelling, soft soil, Tunis soft clay.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} août 2008.

NOTATIONS

B	: coefficient de Skempton
K_0^{NC}	: coefficient de pression latérale des terres au repos du sol normalement consolidé
C'	: cohésion effective ou drainée (kPa)
C_{CU}	: cohésion consolidée non drainée (kPa)
C_U	: cohésion non drainée (kPa)
C_c	: indice de compression
e	: indice des vides
$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$: contrainte totale moyenne (kPa)
$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3}$: contrainte effective moyenne (kPa)
$q = \sigma_1 - \sigma_3$: déviateur des contraintes ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) (kPa)
u	: pression interstitielle (kPa)
w	: teneur en eau (%)
ε_v	: déformation volumique (%)
ε_1	: déformation axiale (%)
ε_3	: déformation radiale (%)
ε^e	: déformation élastique (réversible) (%)
ε^p	: déformation plastique (%)
σ_1	: contrainte principale majeure (kPa)
σ'_1	: contrainte principale effective axiale (kPa)
σ_3	: contrainte principale mineure (kPa)
σ'_3	: contrainte principale effective radiale (kPa)
σ_c	: contrainte de consolidation (kPa)
τ	: contrainte de cisaillement (kPa)
φ'	: angle de frottement drainé (degrés)
φ_{cu}	: angle de frottement non drainé (degrés)
ν_{ur}	: coefficient de Poisson en déchargement rechargement
$tg\lambda_{cu}$: pente de la droite joignant les points de coordonnées (σ_c, C_u) dans le plan (σ, τ)
W_L	: limite de liquidité (%)
W_P	: limite de plasticité (%)
I_P	: indice de plasticité (%)

ABRÉVIATIONS

CD	: consolidé drainé
CU + u	: consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle
CCM	: Cam Clay Modifié
SSM	: Soft Soil Model
LCPC	: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France)
ln	: logarithme népérien
VT	: vase de Tunis
VR	: vase de Tunis reconstituée

On adopte la convention de contrainte normale positive en compression communément utilisée en mécanique des sols.

Introduction

Les argiles molles représentent une catégorie bien connue de sols problématiques rencontrés souvent dans les régions côtières sous forme de dépôts d'épaisseurs variables. Pour le mécanicien des sols, depuis la phase de reconnaissance géotechnique jusqu'à la modélisation du comportement, divers problèmes sont posés par les argiles molles comme la vase de Tunis, à commencer par la prise d'échantillons intacts qui est une tâche difficile à mener à cause du remaniement. On est parfois amené à mettre au point un appareillage adéquat pour éviter le remaniement de la vase lors de l'extraction des échantillons (Shogaki et Kaneko, 1994). Cette difficulté peut être surmontée en utilisant des essais *in situ* pour la détermination des caractéristiques mécaniques de ces sols. C'est le cas de la cohésion non drainée qui peut être déterminée directement à partir de l'essai scissométrique.

Un autre problème spécifique aux sols mous réside dans l'évolution de leurs caractéristiques au cours du temps. Les dépôts de sols mous étant souvent rencontrés dans un état sous-consolidé, leur chargement par étapes correspondant, par exemple, aux travaux en plusieurs phases, conduira à une modification significative de leur comportement. De telles considérations indiquent que, pour aborder l'étude du comportement d'un sol mou, des précautions sont à prendre, parmi lesquelles la reconstitution de l'histoire du sol. La reconstitution d'un sol mou est devenue une procédure quasi systématique lorsqu'il s'agit d'étudier une problématique donnée, par exemple le renforcement par colonnes (Bouassida et Porbaha, 2004).

Les argiles molles ont fait l'objet de nombreuses investigations, aussi bien théoriques qu'expérimentales, chacune d'elles étant spécifique à une problématique et à un contexte donnés (Henkel, 1960 ; Leroueil *et al.*, 1985 ; Hashash et Whittle, 1996 ; Stolle *et al.*, 1997 ; Khemissa *et al.*, 1997 ; Nagaraj et Miura, 2001 ; Liu et Carter, 2002 ; Ortiz et Pandolfi, 2004). A l'École nationale d'ingénieurs de Tunis (ENIT), la vase de Tunis avait fait l'objet d'une étude expérimentale en laboratoire sous chargement dynamique en torsion cyclique sur des échantillons intacts (Kanoun, 1981). Parmi les résultats obtenus lors de cette étude, une loi d'évolution du module du cisaillement avait été proposée. Par ailleurs, El Benna (1993) a conduit des investigations sur le comportement d'une kaolinite reconstituée sujette au fluage.

D'autres études ont ensuite été menées à l'ENIT sur la vase de Tunis reconstituée dont la première concerne le renforcement par colonnes de sable (Bouassida, 1996), alors que la deuxième étude se rapporte à la problématique de surestimation de la cohésion non drainée à partir de l'essai scissométrique (Bouassida et Boussetta, 1999).

Dans cet article, on présente une étude du comportement de cette vase dans le but de proposer un modèle de comportement. On justifie, en premier lieu, le recours à la reconstitution d'une argile molle en vue d'une expérimentation en laboratoire. On présente, ensuite, l'identification et les paramètres de deux échantillons de vase remaniée. En deuxième lieu, on présente selon la méthodologie proposée par Mestat (2001), une justification du choix du modèle de comportement des sols mous (SSM) pour la modélisation

du comportement de la vase de Tunis. En troisième lieu, on décrit l'étude expérimentale menée et on présente les résultats obtenus. Cette partie s'achève par l'identification des paramètres du modèle SSM. En dernier lieu, on présente les résultats de simulation des essais qui ont servi à la détermination des paramètres du modèle SSM.

2

Reconstitution de la vase de Tunis : justifications, procédure et résultats

L'étude expérimentale du comportement des argiles molles nécessite une reconstitution en laboratoire pour (Chamsaï, 1983 ; Hatira, 1988 ; Khemissa *et al.*, 1997) :

- obtenir des échantillons homogènes : après élimination des débris de corps non assimilables à des particules solides (coquillages, débris végétaux, hétérogénéités) ;
- la connaissance de l'histoire de chargement du sol reconstitué ;
- la réduction du remaniement du sol induit par l'extraction d'échantillons.

2.1

Les prélèvements d'échantillons remaniés

Deux échantillons de sol remaniés désignés par VT1 et VT2 ont été prélevés à la tarière manuelle comme suit :

- échantillon VT1 : prélevé au centre de Tunis à une profondeur de 2 m.
- échantillon VT2 : prélevé au niveau de la voie express Tunis La Goulette à 3 m de profondeur.

Les deux échantillons visuellement similaires sont de couleur grise, ayant une odeur caractéristique et présentant des débris de coquillages. La coupe géotechnique du sol où le prélèvement VT2 a été fait est représentée sur la figure 1.

2.2

Les essais d'identification

Les essais d'identification ont comporté des analyses granulométriques selon les normes NFP 94-056 et NFP 94-057 et des essais de limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051 (Normes françaises, 1995). A partir des courbes granulométriques (Fig. 2) on constate que :

- l'échantillon VT1 est composé de 74 % de particules de dimensions inférieures à 80 μ et 10 % de particules de dimensions inférieures à 2 μ ;
- l'échantillon VT2 est composé de 98,2 % de particules de dimensions inférieures à 80 μ et 42 % de particules de dimensions inférieures à 2 μ .

Les limites d'Atterberg et les teneurs en eau naturelles des échantillons de vase remaniée VT1 et VT2 sont résumées dans le tableau I. D'après les résultats des essais d'identification (Fig. 2 et Tableau I), on conclut que les échantillons VT1 et VT2 contiennent une forte proportion de limon, il s'agit d'un limon très plastique, relativement mou, à faible pourcentage d'argile inférieur à 20 % pour l'échantillon VT1, alors que pour l'échantillon VT2 le pourcentage d'argile est supérieur à 40 %.

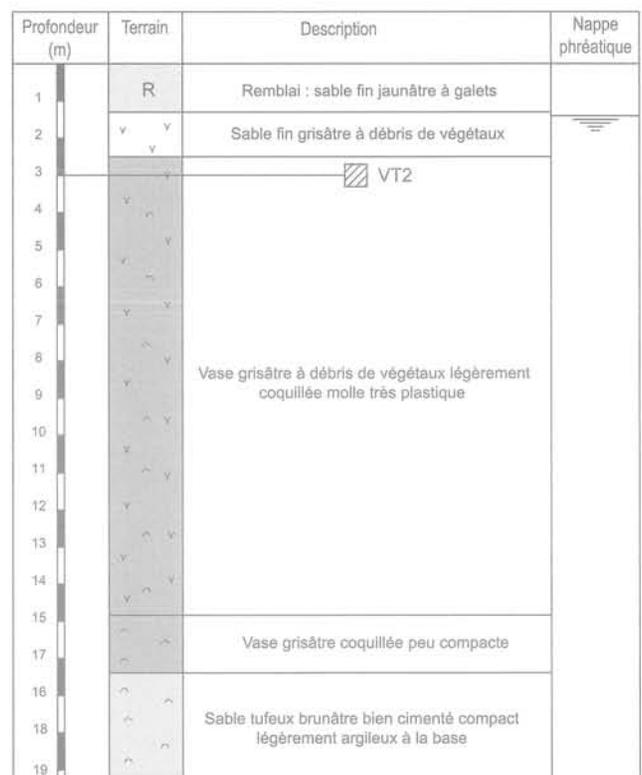


FIG. 1 Coupe géotechnique du sol à l'endroit du prélèvement de l'échantillon de vase remaniée VT2 (3 m de profondeur). Soil profile at location of extracted disturbed sample VT2.

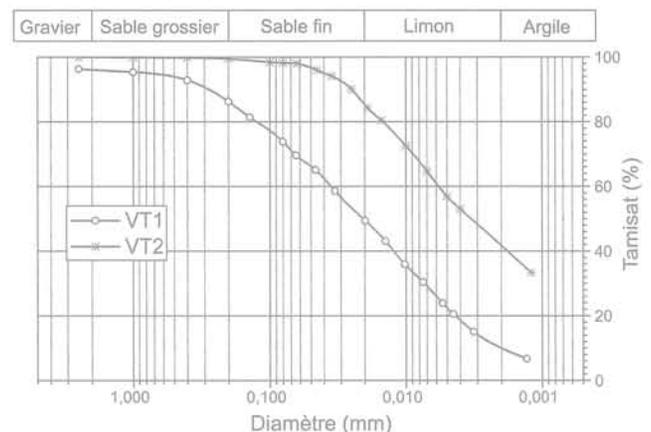


FIG. 2 Courbes granulométriques des échantillons de vase remaniée VT1 et VT2. Grain size distributions of soft soil samples VT1 & VT2.

TABLEAU I Limites d'Atterberg et teneurs en eau naturelles des échantillons de vase remaniée. Atterberg's limits and natural water content of soft soil samples.

Limites d'Atterberg	W_L	W_P	I_p	w (%)
Échantillon VT1	84	34	50	74
Échantillon VT2	80	31	49	68

Teneur en matières organiques. Généralement la vase est un sol qui contient une certaine proportion de matières organiques. La connaissance de la teneur en matières organiques s'avère importante du point de vue de la compressibilité (Schlosser, 1988 ; Philippot et Hubert, 2000). En effet, la présence des matières organiques confère à la vase une compressibilité élevée (Schlosser, 1988). D'après les résultats enregistrés lors des campagnes géotechniques réalisées dans le cadre du projet « Pont Radès La Goulette » (Groupement nippon Kōei et al., 2001), la vase de Tunis présente un pourcentage faible à moyen en matières organiques (0,8 à 22 %).

Teneur en carbonate de calcium ($CaCO_3$). Elle renseigne sur la résistance mécanique d'une argile (Schlosser, 1988). Pour les échantillons de la vase de Tunis testés le pourcentage en carbonate de calcium varie de 18 à 21,4 % : il s'agit d'une argile d'origine marneuse.

2.3

Reconstitution de la vase de Tunis

La reconstitution de la vase comprend deux phases.

La première phase consiste à tamiser la vase naturelle sous l'eau à travers le tamis d'ouverture 100μ . Le tamisât est ensuite séché à l'air libre jusqu'à obtenir une pâte dont la teneur en eau est de l'ordre de 120 % (environ égale à 1,5 fois la limite de liquidité de la vase naturelle).

La seconde phase consiste en une consolidation initiale, suivant un chemin œdométrique, dans des cellules en plexiglas de diamètre intérieur 19 cm et de 25 cm de hauteur. Au cours de cette consolidation, cinq paliers de chargement successifs sont appliqués, sous les contraintes 5, 10, 20, 35 et 60 kPa. Chaque palier de chargement est maintenu jusqu'à stabilisation du tassement de l'échantillon qui se produit généralement au bout de dix jours.

Deux échantillons notés VR1 et VR2 ont été obtenus respectivement des deux échantillons VT1 et VT2 (Tounekti et al., 2006).

A partir des tassements finaux enregistrés, on trace la courbe de consolidation (Fig. 3). A partir de ces courbes, on détermine les indices de compression (tableau II). On a également procédé à la détermination des paramètres physiques des échantillons VR1 et VR2 (tableau II).

On adoptera une valeur moyenne de l'indice de compression $C_c = 0,65$ qui montre que la vase de Tunis reconstituée est un sol fortement compressible. Cette valeur est en accord avec la corrélation de Terzaghi et Peck (1967) pour les argiles normalement consolidées (NC) : $C_c = 0,009 (W_L - 10)$.

A partir de chaque échantillon de vase reconstituée (Fig. 4), on a extrait par carottage des éprouvettes de sol ayant 38 mm de diamètre pour les essais triaxiaux et 50 mm de diamètre pour les essais œdométriques.

TABLEAU II Paramètres physiques et indice de compression de la vase reconstituée.
Physical parameters and compression index of remoulded soft clay samples.

Vase reconstituée	Poids volumique total (kN/m^3)	Teneur en eau (%)	Poids spécifique des grains solides (kN/m^3)	Indice de compression
Échantillon VR1	16,4	67,5	25,2	0,64
Échantillon VR2	17	56,5	25,6	0,67

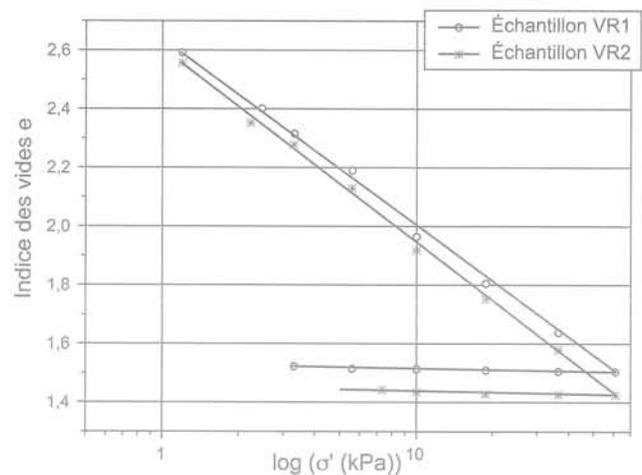


FIG. 3 Courbes de consolidation vierge de la vase de Tunis reconstituée.
Virgin consolidation curves of remoulded Tunis soft clay samples.

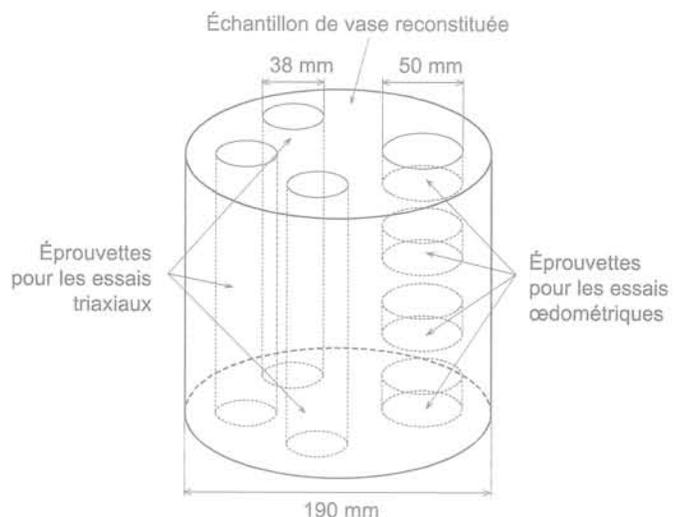


FIG. 4 Extraction des éprouvettes à partir d'un échantillon de vase reconstituée.
Cored specimens from remoulded soft clay sample.

3

Étude expérimentale : essais réalisés et résultats obtenus

3.1

Essais œdométriques

L'appareillage utilisé (le bâti) est du type Wykeham Farrance. Une série d'essais a été réalisée sur la vase de Tunis reconstituée à raison de trois essais pour l'échantillon VR1 et deux essais pour l'échantillon VR2.

Cette procédure permet de vérifier la reproductibilité des essais. Lors d'un essai œdométrique, l'éprouvette est soumise à un chargement variant de 3 kPa jusqu'à 1 600 kPa pour l'échantillon VR1 (jusqu'à 800 kPa pour l'échantillon VR2). A chaque palier, le chargement est maintenu constant pendant 24 heures. Un cycle de déchargement-rechargement a été réalisé pour la contrainte 100 kPa. Après le dernier chargement, un déchargement est effectué, par palier d'une heure.

Les résultats des essais œdométriques sont représentés sur les figures 5 et 6. La détermination de la contrainte de préconsolidation σ'_p a été effectuée selon la méthode du LCPC qui est jugée plus représentative que la méthode de Casagrande (Hatira, 1988). En effet, la méthode de Casagrande n'inclut pas le cycle de déchargement-rechargement à partir duquel on détermine l'indice de gonflement C_g .

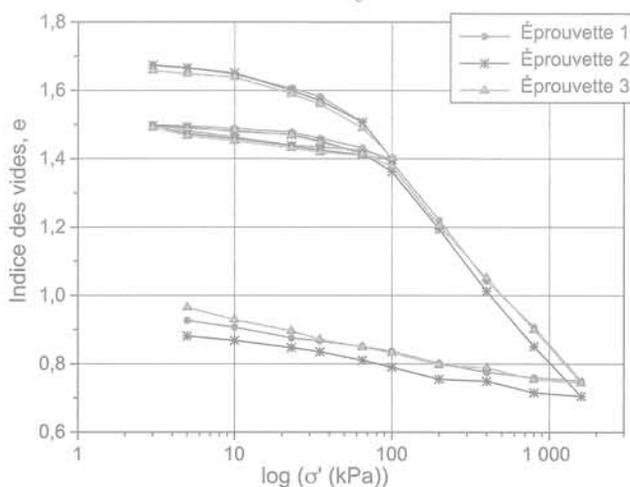


FIG. 5 Courbes œdométriques enregistrées sur l'échantillon VR1 de vase reconstituée. Oedometric curves of remoulded soft clay (sample VR1).

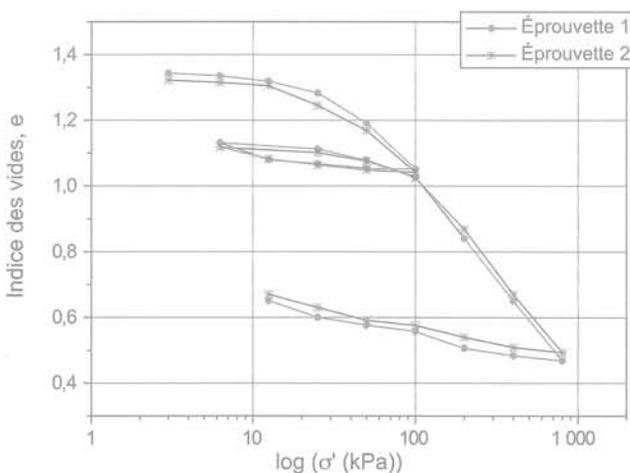


FIG. 6 Courbes œdométriques enregistrées sur l'échantillon VR2 de vase reconstituée. Oedometric curves of remoulded soft clay (sample VR2).

TABLEAU III Caractéristiques œdométriques des échantillons de vase de Tunis reconstituée. Oedometric characteristics of remoulded soft clay samples.

Vase reconstituée	Indice de compression C_c	Indice de gonflement C_g	σ'_p (kPa)
Échantillon VR1	0,637	0,064	45
Échantillon VR2	0,675	0,09	48

Pour déterminer la valeur de l'indice de compression, on a utilisé la méthode graphique de Schmertman (Holtz et Kovacs, 1991). Les valeurs de l'indice de compression déterminées par cette méthode sont presque égales à celles déduites de la courbe de consolidation vierge (Tableau II). Les valeurs des indices de compression et de gonflement et de la contrainte de préconsolidation déterminées à partir des courbes œdométriques sont résumées dans le tableau III.

Les valeurs des indices de compression et de gonflement indiquent que la vase reconstituée est, d'une part, fortement compressible et, d'autre part, très peu gonflante. On note que la vase reconstituée est légèrement sous-consolidée par comparaison entre les valeurs de σ'_p indiquées dans le tableau III et la contrainte appliquée lors de la consolidation initiale, qui est environ de 60 kPa. Toutefois, il faut souligner que lors de la consolidation initiale, la mesure de la surpression interstitielle n'a pas été faite. Par conséquent, il pourrait en résulter une consolidation initiale inachevée sur toute l'épaisseur de l'échantillon. Ce qui peut expliquer l'état « légèrement sous-consolidé » de la vase.

3.2

Essais triaxiaux de révolution

3.2.1

Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé pour la réalisation des essais triaxiaux de révolution est celui de l'Institut supérieur des études technologiques (ISET) de Radès. Les cellules triaxiales peuvent contenir des éprouvettes de diamètres variant de 35 à 50 mm, et supporter des pressions de fluide allant jusqu'à 1 700 kPa. La presse permet d'exercer une force verticale maximale de 50 kN. Des vitesses de cisaillement variant de 10^{-5} à 50 mm/min sont réalisables. La pression de confinement et la contrepression sont mesurées à l'aide d'un manomètre à aiguille. La pression interstitielle est mesurée à l'aide d'un capteur analogique. L'équipement utilisé est muni d'un appareil pour la mesure de la variation de volume.

En phase de consolidation isotrope, on enregistre, en fonction du temps, le degré de consolidation, la déformation volumique et le volume corrigé de l'éprouvette. Dans la phase de cisaillement, on enregistre le déviateur de contrainte, la déformation axiale et la variation de volume de l'éprouvette.

3.2.2

Essais réalisés

Deux séries d'essais de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU + u) et deux séries d'essais du type consolidé drainé (CD) ont été réalisées comme suit :

– sur les éprouvettes extraites de l'échantillon VR1, des essais CD ont été réalisés à une vitesse de 0,05 mm/min pour trois valeurs de la contrainte de consolidation isotrope (20, 60 et 120 kPa). Ce choix est justifié par le fait que les dépôts de vase molle très compressibles (de la ville de Tunis) sont fréquemment rencontrés depuis la surface jusqu'à 15 à 20 m de profondeur (Fig. 1), ce qui correspond donc à une contrainte verticale effective en place ne dépassant pas 150 kPa ;

– sur les éprouvettes extraites de l'échantillon VR2, deux séries d'essais triaxiaux « CU + u » ont été réalisées à une vitesse de 0,02 mm/min. Des essais triaxiaux de type consolidé drainé CD ont été également réalisés à une vitesse de 0,005 mm/mn. Les deux types d'essais ont été réalisés pour trois valeurs de la contrainte de consolidation isotrope (50, 100 et 150 kPa) ;

– avant de réaliser la consolidation isotrope, l'état de saturation des éprouvettes a été vérifié par la détermination du coefficient de Skempton (B). Pour tous les essais réalisés, on a obtenu $0,95 \leq B \leq 0,98$; ce qui permet de s'assurer de la bonne saturation des éprouvettes ;

– lors du cisaillement drainé, l'évolution de la surpression interstitielle n'a pas été enregistrée, faute de capteur.

3.2.3

Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon VR1

Les résultats des essais triaxiaux CD sont illustrés sur les figures 7, 8, 9 et 10. La figure 7 montre que la variation du volume s'amplifie avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. La fin de la consolidation est caractérisée par une variation de volume quasi nulle.

On remarque sur la figure 8 que les valeurs du déviateur de contrainte à la rupture correspondent à une déformation axiale inférieure ou égale à 10 %. La figure 9 représente la variation de volume en phase de cisaillement. On note un comportement contractant tout au long du chargement avec une tendance à la stabilisation aux grandes déformations.

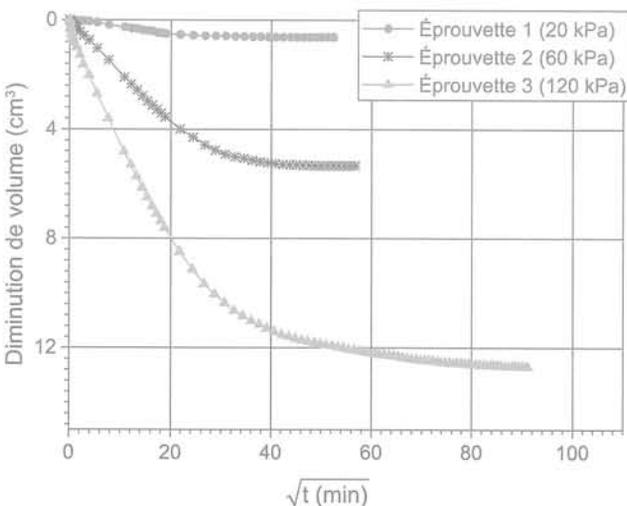


FIG. 7 Variation de volume lors de la consolidation isotrope sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.
Decrease in volume during isotropic consolidation of remoulded soft clay (sample VR1).

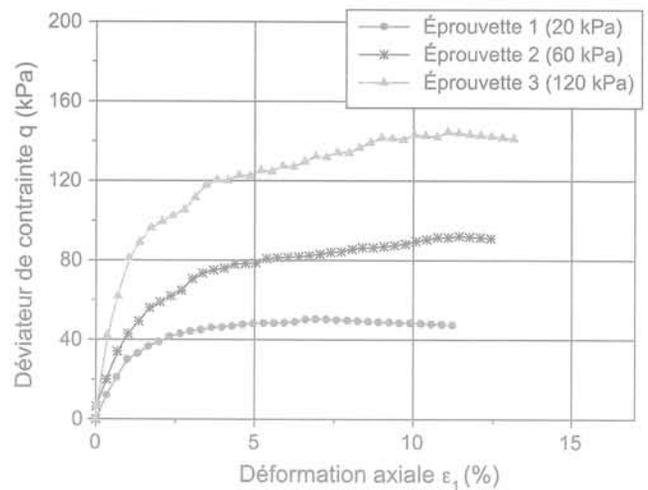


FIG. 8 Courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.
Stress strain curves during consolidated drained shear test of remoulded soft clay (sample VR1).

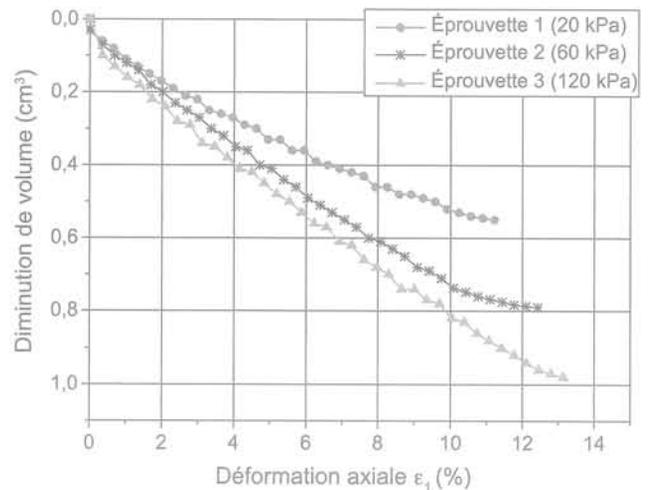


FIG. 9 Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.
Volume variation versus axial strain during CD triaxial shear test (sample VR1).

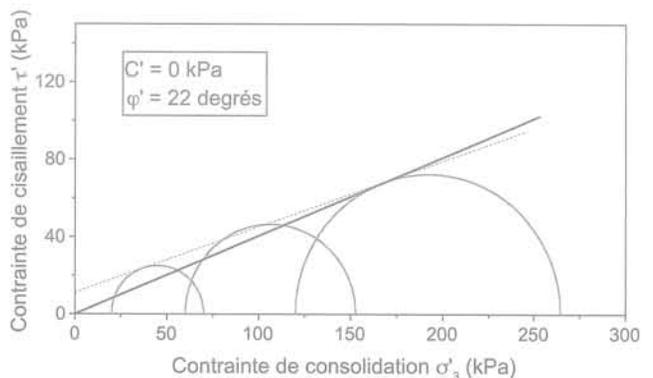


FIG. 10 Courbe intrinsèque à partir d'essais triaxiaux CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.
Intrinsic curve from consolidated drained tests on remoulded soft clay (sample VR1).

La figure 10 montre les résultats des essais dans le plan de Mohr. La tangente commune aux cercles de Mohr donne une cohésion excessive pour un sol reconstitué. En faisant passer la tangente par l'origine, on obtient : $C' = 0$ kPa et $\phi' = 22$ degrés.

3.2.4

Résultats des essais triaxiaux « CU + u » effectués sur l'échantillon VR2

Les résultats des trois essais « CU + u » sont montrés sur les figures 11 à 13. On remarque que les valeurs du déviateur de contrainte à la rupture correspondent à une déformation axiale inférieure ou égale à 10 %. La figure 12 indique les chemins de contraintes totales et effectives dans le plan (p, q). On note pour les contraintes de consolidation $\sigma_3 = 50$ kPa et $\sigma_3 = 100$ kPa une tendance à l'augmentation de la contrainte effective moyenne en fin de cisaillement, alors que pour $\sigma_3 = 150$ kPa la contrainte effective moyenne continue à diminuer.

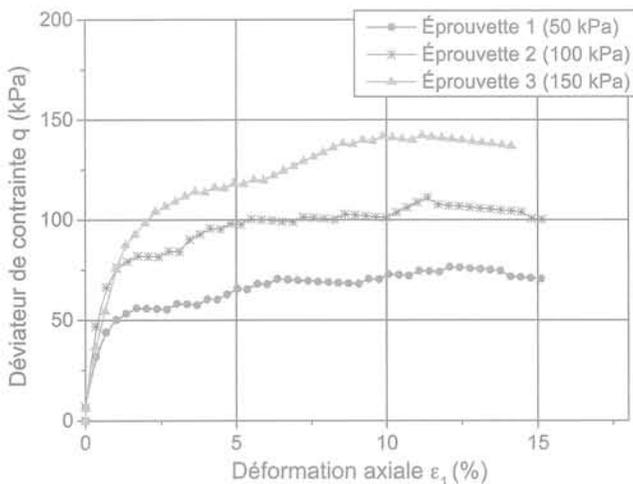


FIG. 11 Courbes contrainte-déformation lors du cisaillement non drainé réalisé sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).
Stress strain curves during consolidated undrained shear of remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

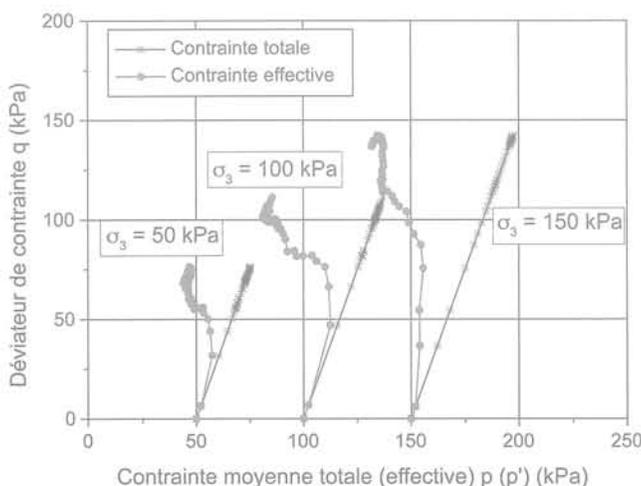


FIG. 12 Chemins de contrainte lors du cisaillement non drainé réalisé sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).
Stress path curves during consolidated undrained shear of remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

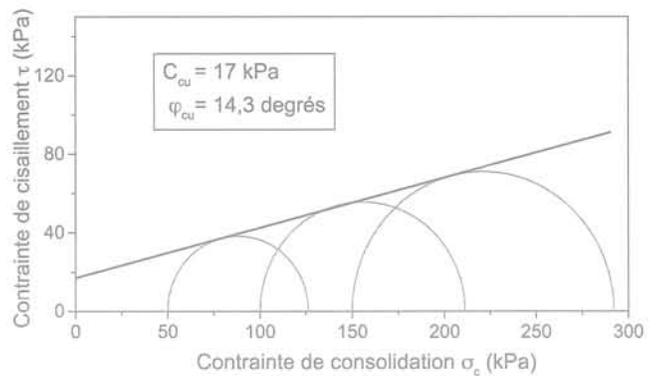


FIG. 13 Courbe enveloppe à partir d'essais triaxiaux « CU + u » réalisés sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).
Intrinsic curve from consolidated undrained tests on remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

La figure 13 montre les résultats des essais dans le plan de Mohr. On détermine, en outre, le paramètre $tg\lambda_{cu}$ qui permet de calculer l'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de l'accroissement de la contrainte de consolidation :

$$tg\lambda_{cu} = \frac{\Delta C_{cu}}{\Delta \sigma_c} \quad (1)$$

Ce paramètre a été calculé entre les contraintes de consolidation 100 et 150 kPa afin d'être sûr qu'on se trouve dans le domaine normalement consolidé. On obtient la valeur moyenne $tg\lambda_{cu} = 0,3$ (Tableau IV).

TABEAU IV Caractéristiques mécaniques à court terme de l'échantillon de vase reconstituée VR2 à partir d'essais CU + u.
Short term and long term shear characteristics of remoulded soft clay sample VR2.

Essai CU + u	C_{cu} (kPa)	ϕ_{cu} (degrés)	$tg\lambda_{cu}$
Série 1	17	14,3	0,309
Série 2	16	14	0,302

Par ailleurs, à partir de la courbe enveloppe déterminée lors d'un essai « CU + u », l'évolution théorique de la cohésion non drainée en fonction de la contrainte de consolidation s'exprime par :

$$C_u(\sigma_c) = C_{cu} \frac{\cos\phi_{cu}}{1 - \sin\phi_{cu}} + \sigma_c \frac{\sin\phi_{cu}}{1 - \sin\phi_{cu}} \quad (2)$$

A partir des valeurs des caractéristiques C_{cu} et ϕ_{cu} représentées dans le tableau IV et des valeurs de la contrainte de consolidation utilisées lors des essais « CU + u » (séries n° 1 et n° 2), la prédiction « théorique » de la cohésion non drainée à partir de (2) concorde d'une manière satisfaisante avec les valeurs expérimentales. Compte tenu de la marge des contraintes de consolidation utilisées lors des essais triaxiaux « CU + u » et de la coupe géotechnique (Fig. 1), le paramètre d'augmentation de la cohésion non drainée $tg\lambda_{cu} = 0,3$ est représentatif sur une profondeur de 18 m environ.

3.2.5

Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon VR2

Les résultats des essais drainés sont montrés sur les figures 14, 15 et 16. Pour le cisaillement drainé, la marge des vitesses faibles étant relativement étendue

(0,05 mm/min jusqu'à 5.10^{-3} mm/min), il est donc intéressant de voir à partir de quelle vitesse de cisaillement les résultats de l'essai CD sont pratiquement similaires. Ce qui permettra de ne pas toujours retenir la vitesse la plus faible pour le cisaillement.

Il est intéressant de procéder à la comparaison entre les résultats des essais triaxiaux CD effectués, d'une part, sur l'échantillon VR1 (Figs. 7 à 10), et, d'autre part, sur l'échantillon VR2 (Figs. 14 à 16). On constate que les caractéristiques à long terme C' et ϕ' ne sont quasiment pas modifiées en passant de la vitesse de cisaillement 0,05 mm/min, pour l'échantillon VR1, à la vitesse 0,005 mm/min pour l'échantillon VR2. Ce qui permet de justifier, *a priori*, que la vitesse de cisaillement 0,05 mm/min était suffisante pour conduire le cisaillement drainé. L'évolution de la contrainte déviatorique pour l'échantillon VR2 (Fig. 14) est similaire à celle observée pour l'échantillon VR1 (Fig. 8). Mais la variation de volume observée pour l'échantillon VR2 (Fig. 15) ne rend pas compte d'une stabilisation en fin de cisaillement observée sur l'échantillon VR1 (Fig. 9).

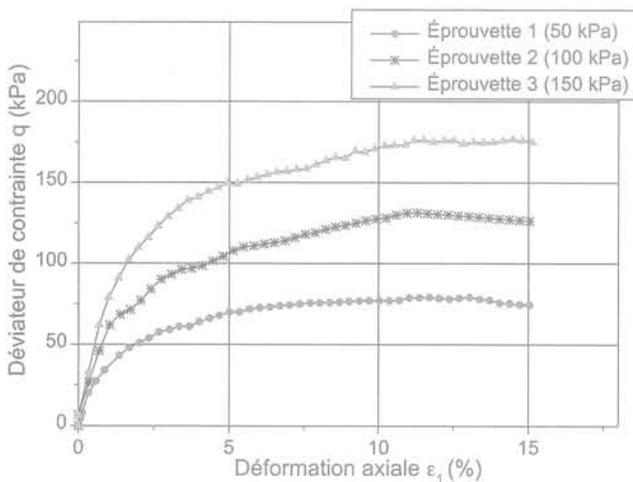


FIG. 14 Courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 2).
Stress strain curves during consolidated drained shear tests on remoulded soft clay (sample VR2).

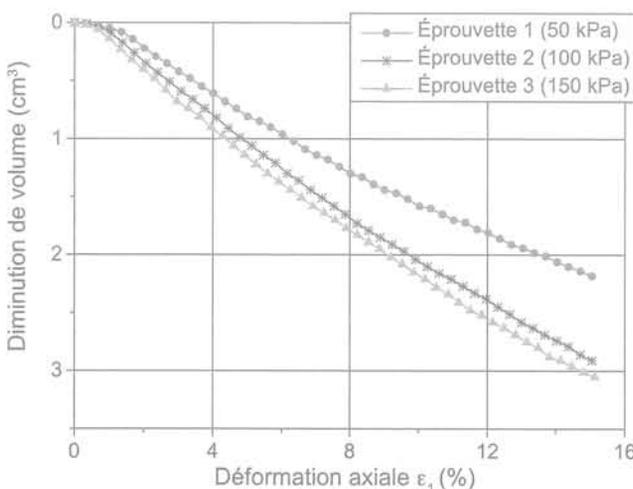


FIG. 15 Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 2).
Volume variation versus axial strain during CD triaxial shear tests (sample VR2).

En suivant la démarche utilisée pour l'interprétation des essais CD sur l'échantillon VR1, on obtient $\phi' = 21,2$ degrés (Fig. 16). Ainsi, on retiendra les caractéristiques suivantes : vase normalement consolidée avec un indice de compression $C_c = 0,65$, un angle de frottement drainé $\phi' = 21,5$ degrés et une cohésion $C' = 0$ kPa (Tableau V).

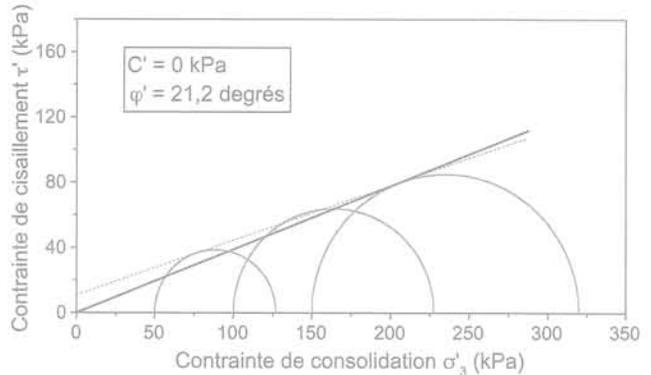


FIG. 16 Courbe intrinsèque à partir d'essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2. Intrinsic curve from consolidated drained tests on remoulded soft clay (sample VR2).

TABLEAU V Caractéristiques mécaniques à long terme des échantillons de vase reconstituée déterminés à partir des essais triaxiaux consolidés drainés.

Long term shear characteristics of remoulded soft clay samples VR1 and VR2 determined from consolidated drained triaxial tests.

Essai CD	C' (kPa)	ϕ' (degrés)
Échantillon VR1	0	22
Échantillon VR2	0	21,2

4

Choix d'un modèle de comportement

Le modèle des sols mous (*Soft Soil Model* : Brinkgreve, 1994) a été utilisé pour la modélisation du comportement de la vase. Ce choix est justifié par la simplicité de la détermination des paramètres de ce modèle et par sa large utilisation.

Ce modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumique, ϵ_v et la contrainte effective moyenne (Fig. 17) :

$$\epsilon_v - \epsilon_{v0} = \lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (3)$$

où λ^* est l'indice de compression modifié.

Pour le cycle déchargement-rechargement isotrope on a :

$$\epsilon_v^e - \epsilon_{v0}^e = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (4)$$

où κ^* est l'indice de gonflement modifié qui gouverne le comportement du sol mou, au cours du cycle de déchargement-rechargement, qui est supposé élastique.

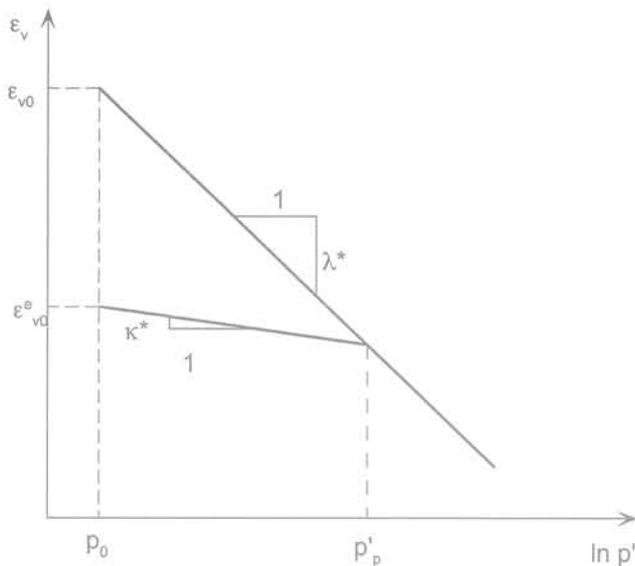


FIG. 17 Représentation de la courbe de consolidation vierge du sol avec les paramètres du modèle SSM. Projection in $(e, \ln p')$ diagram of characteristic curve for SSM model.

Dans le plan (p', q) , la fonction de charge est définie par (Brinkgreve et Vermeer, 1998) :

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + C' \cdot \cot \phi')} + p' - p_p \quad (5)$$

p_p est la contrainte de préconsolidation qui s'exprime en fonction de la déformation plastique volumique ϵ_v^p :

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\epsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (6)$$

Dans le plan (p', q) la fonction de charge définie par (5) et (6) est représentée par une ellipse (Fig. 18).

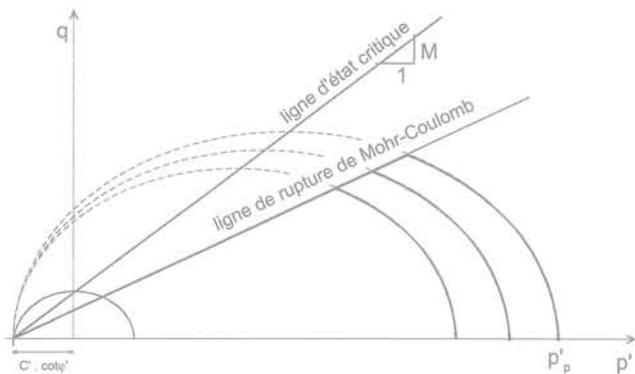


FIG. 18 Surfaces de charge elliptiques du modèle SSM dans le plan (p', q) . Projections of SSM model yield surface and critical state curve in (p', q) diagram.

Le paramètre M dans l'équation (5) permet de situer le sommet de l'ellipse. Il est exprimé en fonction du coefficient K_0^{NC} , qui caractérise l'état du sol normalement consolidé avec une déformation latérale nulle, par l'expression (Brinkgreve, 1994) :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} \quad (7)$$

La valeur de ce paramètre est supérieure à celle correspondant au modèle Cam Clay modifié : $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$.

D'après Schlosser (1988), pour une argile normalement consolidée, on a $K_0^{NC} = 0,5$; le coefficient de Poisson en déchargement/rechargement est pris égal à $v_{ur} = \frac{1}{3}$.

5

Simulation des essais réalisés

La simulation numérique a été effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS (version 8.1) (Brinkgreve et Vermeer, 1998). Les paramètres λ^* et κ^* ont été déterminés à partir des caractéristiques œdométriques C_c et C_g :

$$\lambda^* = \frac{C_c}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (8)$$

$$\kappa^* = \frac{C_g}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (9)$$

e_0 désigne l'indice des vides initial qui est déterminé à partir de l'essai œdométrique.

Les paramètres du modèle SSM retenus pour la simulation numérique sont résumés dans le tableau VI, où « POP » désigne la contrainte de préconsolidation. La perméabilité du sol, supposée isotrope, a été déterminée à partir de la formule : $k = c_v \frac{\gamma_w}{(1 + e_0)} \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}$ où c_v

est le coefficient de consolidation verticale.

Les calculs numériques ont été effectués avec un maillage en éléments triangulaires à quinze nœuds avec douze points de Gauss pour chaque élément (Fig. 19).

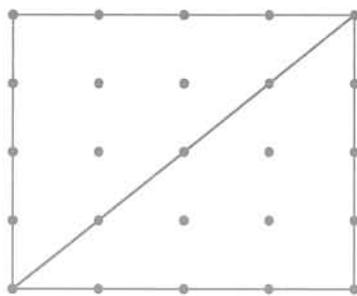
5.1

Simulation numérique de l'essai œdométrique

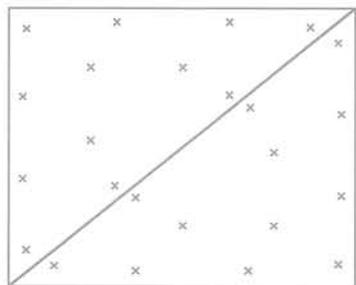
La simulation de l'essai œdométrique est menée en axisymétrie (Fig. 20). Les conditions aux limites sont présentées sur la figure 21. Les déplacements vertical et horizontal sont bloqués sur la base inférieure, alors que seul le déplacement horizontal est bloqué au niveau de l'axe de l'éprouvette (symétrie) et le bord latéral (condition expérimentale). En contrainte, le niveau supérieur de l'éprouvette est soumis à une

TABLEAU VI Paramètres du modèle SSM pour les échantillons de la vase reconstituée pour la simulation numérique. Soft Soil Model parameters for remoulded soft clay for numerical simulation.

Paramètre	Unité	VR1	VR2
γ_{unsat}	(kN/m ³)	16	16
γ_{sat}	(kN/m ³)	17	17
k_x	(m/jour)	$8,10^{-5}$	$7,10^{-5}$
k_y	(m/jour)	$8,10^{-5}$	$7,10^{-5}$
e_0	(-)	1,68	1,35
λ^*	(-)	0,1	0,12
κ^*	(-)	0,01	0,017
c	(kN/m ²)	1	1
ϕ	(degrés)	22	21,1
v	(-)	0,33	0,33
K_0^{nc}	(-)	0,5	0,5
M	(-)	1,67	1,67
POP	(kN/m ²)	45	48



a) Position des nœuds



b) Position des points de Gauss

FIG. 19 Maillage de l'éprouvette en éléments finis triangulaires à quinze nœuds.
Triangular finite element mesh of cylindrical specimen.

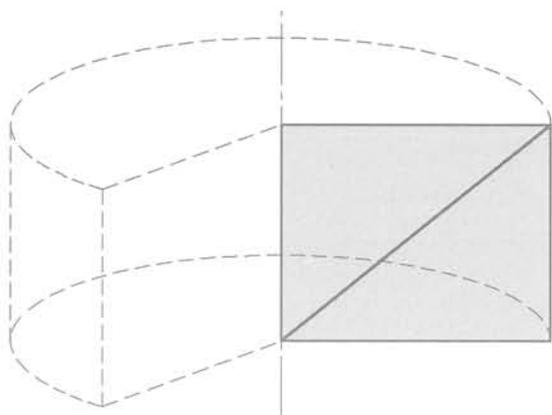


FIG. 20 Modélisation de l'éprouvette lors de la simulation numérique.
Specimen modelling in numerical simulation of tests.

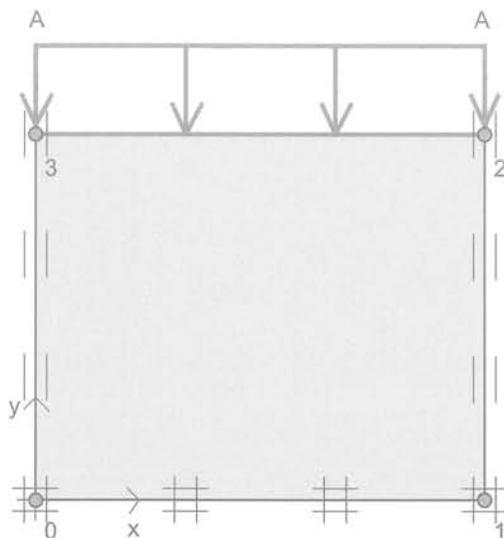


FIG. 21 Modélisation et conditions aux limites lors de l'essai œdométrique.
Boundary conditions of oedometric test.

contrainte verticale uniforme. L'essai est simulé en augmentant la contrainte verticale jusqu'à atteindre la valeur maximale appliquée au cours de l'essai œdométrique. Pour chaque niveau de contrainte, une phase de consolidation est simulée pour une durée d'un jour.

Interprétation des résultats

Les résultats sont donnés dans les figures 22 et 23. On constate que la prédiction numérique de la phase de consolidation primaire (droite de pente C_c) est globalement en accord avec le comportement observé. Cependant, on note une légère différence entre les courbes expérimentales et la courbe numérique du fait que la pente C_c a été déterminée à partir de la courbe de consolidation vierge qui est légèrement plus raide que la pente de la droite obtenue lors de l'essai œdométrique. Dans la phase de « déchargement-rechargement » et dans la dernière phase de déchargement la prédiction numérique sous-estime légèrement le gonflement du sol. Ce résultat est attribué essentiellement au remaniement du sol lors de l'extraction des éprouvettes.

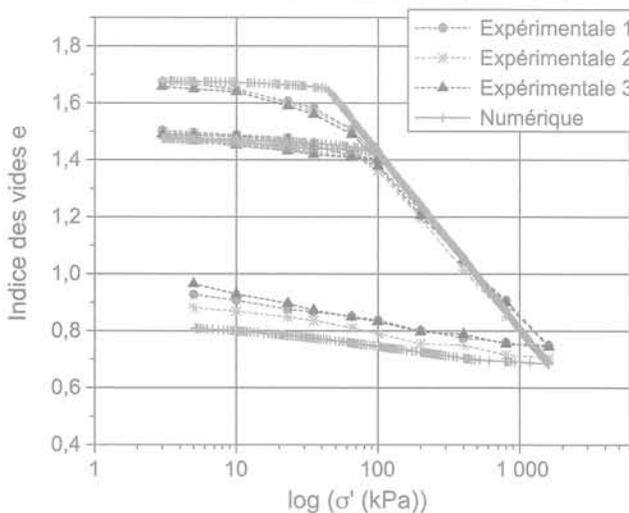


FIG. 22 Courbes numériques et expérimentales obtenues lors des essais œdométriques exécutés sur la vase reconstituée VR1.
Numerical and experimental curves from oedometric tests performed on reconstituted soft clay (sample VR1).

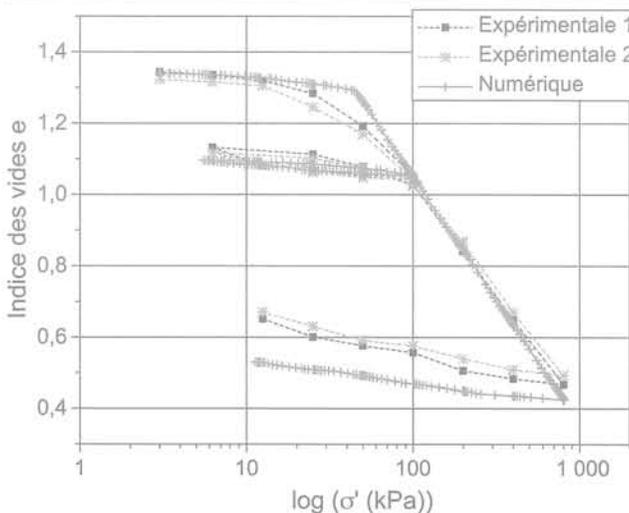


FIG. 23 Courbes numériques et expérimentales obtenues lors des essais œdométriques exécutés sur la vase reconstituée VR2.
Numerical and experimental curves from oedometric tests performed on reconstituted soft clay (sample VR2).

Simulation de l'essai triaxial consolidé drainé

Les essais drainés ont été modélisés avec les conditions aux limites illustrées sur la figure 24 (Bouassida, 1988). Les résultats sont donnés dans les figures 25 et 26. Lors de la phase de cisaillement, on constate une bonne prédiction du comportement des éprouvettes dans la phase des faibles déformations (inférieures à 2 %) et une prédiction satisfaisante du déviateur de contrainte à la rupture du sol. Le tableau VII résume la différence entre les valeurs numérique et expérimentale du déviateur au pic. On constate que cette différence est inférieure à 16 % lorsque la contrainte de consolidation est supérieure à 50 kPa.

On note que le modèle sous-estime la résistance de la vase pour les faibles valeurs de la contrainte de consolidation (inférieures à 50 kPa).

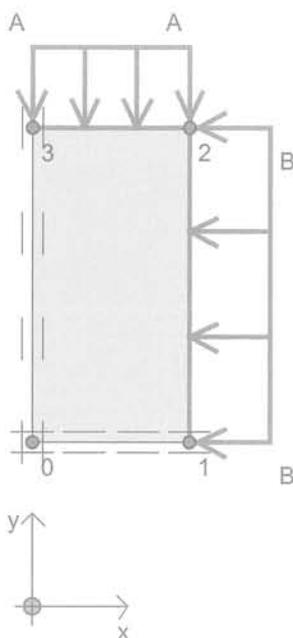


FIG. 24 Géométrie et conditions aux limites lors de l'essai triaxial de révolution.
Boundary conditions of triaxial test.

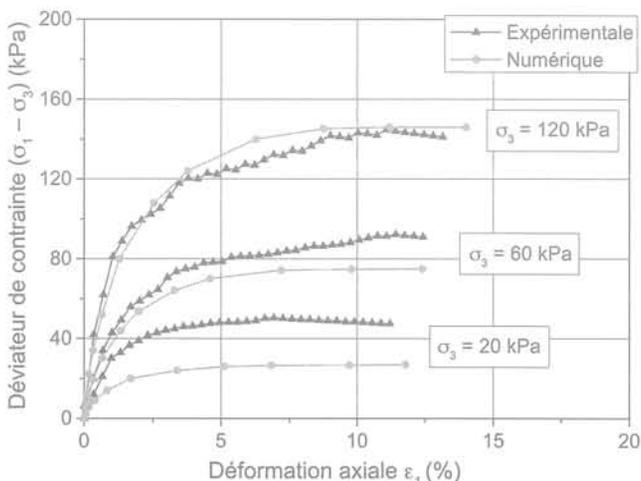


FIG. 25 Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon VR1.
Simulation of consolidated drained shear tests (sample VR1).

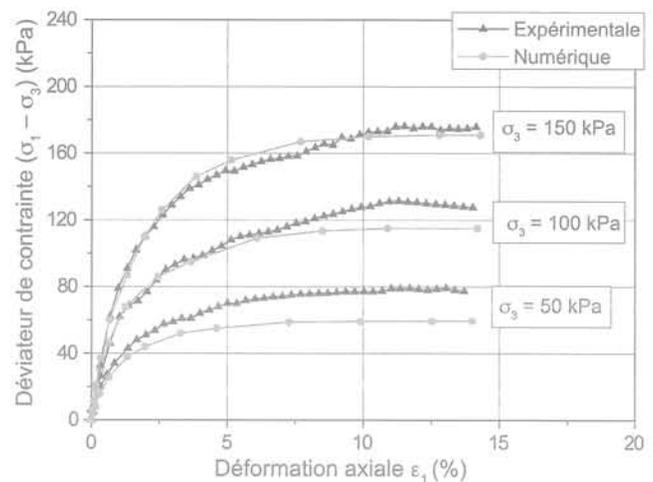


FIG. 26 Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon VR2.
Simulation of consolidated drained shear tests (sample VR2).

TABLEAU VII Différence relative entre les valeurs expérimentale et numérique du déviateur de contrainte à la rupture lors d'un cisaillement drainé.

Relative difference between experimental and numerical deviatoric stress at peak drained shear failure.

Contrainte de consolidation σ_c (kPa)	Différence relative maximale (%)	
	VR1	VR2
20	45	
60	16	
120	2	
50		23
100		10
150		1

6

Conclusion

Cet article a présenté une étude expérimentale du comportement de la vase de Tunis reconstituée en vue d'une modélisation de son comportement. Après reconstitution sur chemin œdométrique, des essais œdométriques et triaxiaux CD et (CU + u) ont été réalisés. L'étude en laboratoire a montré que la vase reconstituée est fortement compressible et peut être considérée comme normalement consolidée. Les essais ont également permis de déterminer les caractéristiques de résistance de la vase à court et à long termes.

Les essais ont été simulés à l'aide du modèle de comportement SSM incorporé dans le logiciel PLAXIS. Globalement, un bon accord a été obtenu entre les essais et le modèle.

Ce travail doit être poursuivi pour tester le modèle sur d'autres chemins de chargement avant son utilisation pour le calcul des ouvrages géotechniques concernés par la vase de Tunis.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier vivement Mesdames S. Boussetta et Z. Guetif, membres de l'unité de recherche d'ingénierie géotechnique (ENIT), qui ont procuré une aide substantielle pour l'aboutissement de ce travail.

Bibliographie

- Bouassida M. – Étude expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée. *Revue française de géotechnique*, n° 42, 1988, p. 5-21.
- Bouassida M. – Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par colonnes de sable – application pour la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée. *Revue française de géotechnique*, n° 75, 1996, p. 3-12.
- Bouassida M., Boussetta S. – On the Determination of Vane Shear Strength of Soft Soils. *Proc. 12th African Reg. Conf. on Soil Mech. and Geotech.* Eng, Durban (South Africa), 24-27 octobre 1999, p. 285-291.
- Bouassida M., Porbaha A. – Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns – application to a deep mixing technique. *Soils and Foundations*, vol. 44, n° 3, 2004, p. 91-101.
- Brinkgreve R.B.T. – *Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening*. Dissertation. Delft University of Technology, 1994.
- Brinkgreve R.B.T., Vermeer P.A. – *Plaxis-Finite Element Code for Soil and Rocks Analysis*. Version 8. AA. Balkema, Rotterdam Brookfield, 1998.
- Chamsai P. – *Contribution à l'étude du comportement mécanique des argiles saturées*. Thèse de doctorat de 3^e cycle. École centrale des arts et manufactures, 1983.
- El Benna A. – *Contribution à l'étude du comportement des argiles*. Mémoire de diplôme d'études approfondies, Département génie civil, ENIT, 1993.
- Hashash Y., Whittle A.J. – Ground Movement Prediction for Deep Excavation in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122, n° 6, juin 1996, p. 474-486.
- Hatira M. – *Les essais cédométriques asservis, contribution à la mise au point d'un matériel d'essai et techniques de réalisation et d'exploitation*. Thèse de doctorat de 3^e cycle. Institut national des sciences appliquées de Rennes, 1988.
- Henkel D.J. – The shear strength of saturated remoulded clays. *ASCE Speciality Conference on shear Strength of cohesive soils*, Boulder, Colorado, 1960, p. 533-554.
- Holtz R.D., Kovacs W.D. – *Introduction à la géotechnique*. Traduit par J. Lafleur. Éditions de l'École polytechnique de Montréal, 1991, 808 p.
- Kanoun F. – *Propriétés dynamiques de la vase de Tunis*. Thèse de doctorat de 3^e cycle, univ. P.-Sabatier, Toulouse, 1981.
- Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. – Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Revue française de géotechnique*, n° 81, 1997, p. 3-25.
- Leroueil S., Magnan, J.P., Tavenas F. – *Remblais sur argiles molles*. LCPC et Technique et Documentation, Lavoisier, 1985.
- Liu M.D., Carter J.P. – A structured Cam Clay Model. *The University of Sydney, Department of Civil Engineering, Centre for Geotechnical Research*, Research Report n° 814, 2002.
- Mestat P. – MOMIS : une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs – mesures *in situ*. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* 232, mai-juin 2001, p. 43-58.
- Nagaraj T.S., Miura N. – *Soft clay behaviour. Analysis and Assessment*. A.A. Balkema, Rotterdam, 2001.
- Nippon Kōei, PCI, SCET-Tunisie & STUDI Ingénierie – Étude d'exécution et supervision de construction du pont Radès. La Goulette, phase 1 conception. Rapport de la campagne géotechnique, 2001.
- Normes françaises – *Essais de reconnaissance des sols*. AFNOR Géotechnique, Tome 1, 1995.
- Ortiz M., Pandolfi A. – A variational Cam-clay theory of plasticity. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 193, Issues 27-29, 2004, p. 2645-2666.
- Philipponnat G., Hubert B. – *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 2000.
- Schlösser F. – *Éléments de mécanique des sols*. Presses Ponts et Chaussées, 1988.
- Shogaki T., Kaneko M. – Effect of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clays. *Soils and Foundations*, vol. 34, n° 3, 1994, p. 1-10.
- Stolle D.F.E., Vermeer P.A., Bonnier P.G. – A soft soil model and experiences with two integration schemes. *Numerical Models in Geomechanics, NUMOG*, 1997, p. 123-128.
- Terzaghi K., Peck B.B. – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, John Wiley et Son, Inc., 2^e éd., 1967.
- Tounekti F., Klai M., Bouassida M. – Assessment of an elastoplastic behaviour model for Tunis soft clay. *Proc. XIIIth Danube International Geotechnical Conference*, Ljubljana, 28-31 mai, 2006.