

CONTRIBUTION A L'IDENTIFICATION DE PARAMETRES DE COMPORTEMENT DES SOLS A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Par

Ramdane BAHAR

Ingénieur d'Etat de l'Ecole Nationale des Travaux Publics
Docteur en Mécanique - Enseignant à l'Ecole Centrale de Lyon

Bernard CAMBOU

Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon

Résumé

Cet article présente une procédure permettant l'utilisation des résultats de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. La première partie de cette étude est consacrée à la présentation de la méthode d'identification à partir de l'essai pressiométrique qui est proposée. Cette procédure est ensuite utilisée pour identifier les paramètres de comportement de divers matériaux (argile, sable) dont les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus à partir d'essais de laboratoire. La deuxième partie de l'étude présente un exemple d'utilisation de cette procédure avec des comparaisons entre prévisions et mesures expérimentales in situ (calcul de tassement des fondations d'une centrale nucléaire).

Mots clés : sol - pressiomètre - identification - lois de comportement - tassements.

1 INTRODUCTION

Le sol est un matériau complexe. Ces dernières années, avec l'avènement d'ordinateurs de plus en plus performants et le développement de modèles de comportement de plus en plus complexes, des progrès considérables ont été effectués dans le développement d'outils d'analyse numérique (méthode des éléments finis) du comportement des sols.

A ce jour, cependant, l'utilisation de ces codes de calcul, ou de codes simplifiés, se heurte à une difficulté pratique majeure à savoir la détermination de paramètres représentatifs du comportement des sols à intro-

duire dans ces codes. L'expérience montre que les différences entre les calculs prévisionnels et des mesures effectuées sur les ouvrages ont souvent pour cause une mauvaise détermination des caractéristiques des sols.

La détermination de ces paramètres, est souvent basée sur l'interprétation d'essais de laboratoire (triaxiaux, oedomètres), ce qui conduit à trois types de difficultés :

- 1/ Le volume faible des échantillons peut mettre en doute leur représentativité.
- 2/ Le prélèvement d'un échantillon est toujours une opération délicate (voire impossible pour certains types de matériaux), se pose alors le problème du remaniement de l'échantillon.
- 3/ Dans un certain nombre de projets seuls sont disponibles des essais in situ (difficultés techniques pour prélever des échantillons, ou difficultés financières liées au coût des essais de laboratoire).

Les deux premiers points peuvent remettre en cause la validité de certains paramètres du modèle définis à partir d'essais de laboratoire. Il apparaît donc tentant de proposer une identification de ces paramètres à partir d'essais in situ (pressiomètre par exemple). L'utilisation judicieuse d'essais in situ permet d'obtenir d'autres types d'informations, qui pourront être confrontées avec celles obtenues à partir d'essais de laboratoire.

L'élaboration d'une procédure d'identification à partir d'essais in situ, se heurte à une difficulté majeure liée au fait qu'aucun essai in situ habituellement uti-

lisé ne permet d'évaluer directement les tenseurs des contraintes et des déformations locaux. De ce fait les informations obtenues dans un essai in situ sont des résultantes d'intégration de comportements locaux difficiles à analyser en terme de lois de comportement.

Dans la littérature, plusieurs méthodes d'interprétation (empiriques, analytiques ...) du problème aux limites régissant l'essai pressiométrique ont été proposées moyennant certaines hypothèses simplificatrices [Baguelin et al, 1972], [Baguelin et al, 1978], [Hughes et al, 1977].

Le présent article constitue une contribution à l'élaboration d'une procédure d'identification des paramètres intrinsèques du comportement d'un sol à partir des courbes classiques volume-pression issues d'essais pressiométriques (Figure 1) ; ceux ci offrent l'avantage de fournir des mesures in situ et de pouvoir être effectués dans presque tous les terrains.

Un exemple d'utilisation de cette procédure sera présentée : la prévision du tassement d'une centrale nucléaire sera comparée à la valeur mesurée in situ.

Il convient de noter que la démarche proposée est dans son principe, de portée générale et pourrait être étendue à beaucoup d'autres problèmes de géotechnique.

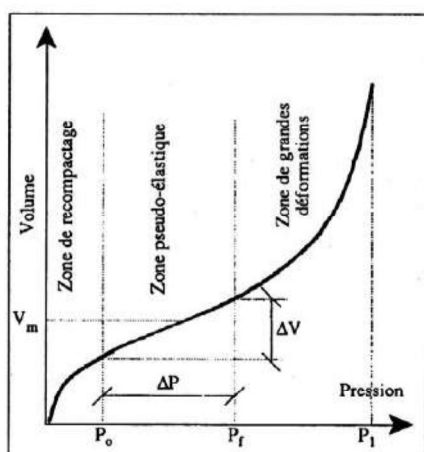


Figure 1 : Courbe pressiométrique type.

2 POSITION DU PROBLEME

L'essai pressiométrique a été choisi car c'est le seul essai in situ qui présente des conditions aux limites bien maîtrisées et facilement modélisables et qui donne des informations lors d'un chargement continu faisant passer le sol du domaine des petites déformations, à un domaine de déformations importantes.

Les hypothèses de petites déformations et de déformation plane dans la direction z de l'axe du forage ($\epsilon_z = 0$) sont prises en compte. Cette dernière hypothèse semble justifiée dans le cas de l'existence de cellules de garde

(pressiomètre de Louis Ménard) ou d'un élargissement important de la sonde ($L/D > 4$: Zanier (1985)).

Le problème aux limites défini par l'essai pressiométrique est donc un problème à la fois axisymétrique et en déformation plane ; c'est donc un problème monodimensionnel qui pourra donc être traité par les seules variables suivantes (Figure 2) :

- r : coordonnée radiale,
- u_r : déplacement radial,
- $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$: contraintes principales en coordonnées cylindriques.

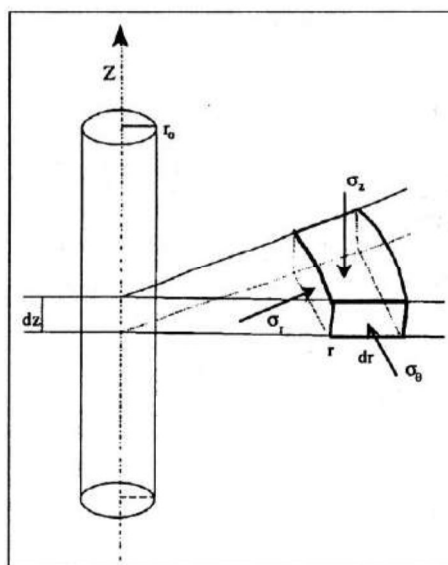


Figure 2 : Equilibre d'un élément du sol autour du pressiomètre.

Par raison de symétrie, les accroissements de contraintes s'exerçant sur le volume déformé $\Delta\sigma_r, \Delta\sigma_\theta, \Delta\sigma_z$, sont principaux. On pourra donc noter que la sollicitation se fait sans rotation des contraintes principales.

2.1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites définissant l'essai pressiométrique peuvent alors s'écrire, pour un incrément de déplacement Δu_0 imposé sur les bords du forage ($r=r_0$) :

$$\begin{aligned} \Delta u_r &= \Delta u_0 \text{ pour } r = r_0 \\ \Delta u_r &= 0 \text{ pour } r = r_\infty \end{aligned} \quad (1)$$

2.2 Champ des déformations

Le champ de déformations ϵ_r et ϵ_θ est défini à partir de la variable u_r .

$$\Delta \epsilon_r = - \frac{d}{dr} (\Delta u_r) \quad (2a)$$

$$\Delta \varepsilon_{\theta} = - \frac{\Delta u_r}{r} \quad (2b)$$

2.3 Equations d'équilibre

Compte tenu de l'axisymétrie, seule l'équation d'équilibre suivant la direction radiale est non dégénérée, et s'écrit :

$$\frac{d}{dr} (\Delta \sigma_r) + \frac{\Delta \sigma_r - \Delta \sigma_{\theta}}{r} = 0 \quad (3)$$

Pour résoudre cette équation il faut définir la loi de comportement.

2.4 Loi de comportement

2.4.1 Comportement élastique isotrope

Dans ce cas on aboutit aux résultats bien connus suivants (E étant le module de Young et ν le coefficient de Poisson) :

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_r &= \frac{r_o}{r^2} \Delta u_o & \Delta \sigma_r &= \frac{E}{1+\nu} \Delta \varepsilon_r \\ \Delta \varepsilon_{\theta} &= - \frac{r_o}{r^2} \Delta u_o & \Delta \sigma_{\theta} &= \frac{E}{1+\nu} \Delta \varepsilon_{\theta} \\ \Delta \varepsilon_z &= 0 & \Delta \sigma_z &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

Au niveau de la paroi de la sonde la relation entre l'incrément de contrainte radiale et le déplacement radial s'écrit :

$$\Delta \sigma_{r_o} = \frac{E}{1+\nu} \frac{\Delta u_o}{r_o} \quad (5)$$

Dans cette hypothèse (élasticité isotrope) on notera que la sollicitation se fait à contrainte moyenne constante, sans variation de volume. Dans cette hypothèse, un essai réalisé avec les conditions aux limites de type non drainé, sera cependant un essai drainé car localement aucune évolution de pression interstitielle ne sera engendrée par la sollicitation.

2.4.2 Comportement non linéaire

On considère une loi de comportement non linéaire, non visqueuse sous la forme incrémentale suivante :

$$\Delta \varepsilon = A \Delta \sigma \quad (6)$$

ε : est le tenseur des déformations,

σ : est le tenseur des contraintes,

A : est la matrice caractérisant le comportement pour un incrément de sollicitation ; elle dépend de l'état de contrainte actuel ainsi que du chemin de sollicitation. Cette matrice sera évidemment différente pour chaque modèle de comportement envisagé.

L'équation d'équilibre s'écrit alors :

$$a \frac{d^2}{dr^2} (\Delta u_r) + b \frac{d}{dr} (\Delta u_r) + c \Delta u_r = 0 \quad (7)$$

a, b, c sont des fonctions de A_{ijkl} .

C'est l'équation différentielle qui décrit le problème aux limites représentatif de l'essai pressiométrique. Pour les problèmes non linéaires (non linéarité géométrique ou mécanique), la résolution de cette équation différentielle se fait numériquement.

C'est la méthode des éléments finis qui a été utilisée [Zienkiewicz, 1967]. Dans ce cas, c'est la formulation faible du problème qui sera discrétisée. Ceci se traduit par l'utilisation du théorème des travaux virtuels. Ce théorème appliqué au problème de l'expansion d'une sonde pressiométrique donne l'équation suivante :

$$\begin{aligned} 2\pi \int_{r_o}^{r_{\infty}} \left[\Delta \sigma_r \frac{d}{dr} (\delta \Delta u_r) + \Delta \sigma_{\theta} \frac{(\delta \Delta u_r)}{r} \right] r dr \\ = 2\pi r_o \Delta P \delta (\Delta u_r) \Big|_{r=r_o} \end{aligned} \quad (8)$$

quel que soit $\delta (\Delta u_r)$ champ de déplacement cinématiquement admissible.

3 RESOLUTION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS DU PROBLEME AUX LIMITES REGISSANT L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Le domaine étudié (segment $r_o - r_{\infty}$) est divisé en un ensemble d'éléments de longueurs inégales. Nous considérons des éléments petits au voisinage de la sonde et grands pour r proche de r_{∞} du fait que les gradients de contraintes et de déformations sont beaucoup plus élevés au voisinage de la sonde.

Les différents éléments de la discrétisation sont définis à partir de l'algorithme suivant :

$$r^n = r^{n-1} + \Delta r^n \quad (9a)$$

$$\Delta r^n = 1,25 \Delta r^{n-1} \quad (9b)$$

avec : $\Delta r^0 = r_o / 30$

r_o étant le rayon de la sonde pressiométrique.

La méthode des éléments finis s'intéresse dans un premier temps à chacun des éléments. On écrit les équations du problème pour chacun de ces éléments, en émettant des hypothèses sur la variation des inconnues à l'intérieur de l'élément. On procède ensuite à l'assemblage de tous les éléments, en respectant les conditions de continuité des inconnues sur la structure, pour obtenir finalement les équations du problème considéré dans tout le domaine étudié.

On obtient une approximation des incréments de

déplacements à l'intérieur d'un élément à partir des incréments de déplacements aux noeuds par des fonctions d'interpolation linéaire N :

$$\Delta u = N_i \Delta u_i + N_{i+1} \Delta u_{i+1} \quad (10a)$$

$$\delta(\Delta u) = N_i \delta(\Delta u_i) + N_{i+1} \delta(\Delta u_{i+1}) \quad (10b)$$

L'expression de la fonction d'interpolation N_i sur l'élément numéro i est donnée par :

$$N_i = \frac{r - r_{i+1}}{r_i - r_{i+1}} \quad (11)$$

D'autre part, à partir des équations (2a, 2b) et (11) les incréments de déformations s'écrivent :

$$\Delta \varepsilon = [B] \Delta u \quad (12)$$

dans laquelle B est une matrice définie par :

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{dN_i}{dr} & \frac{dN_{i+1}}{dr} \\ \frac{N_i}{r} & \frac{N_{i+1}}{r} \end{bmatrix} \quad (13)$$

En reportant les relations (10a, 10b) et la loi de comportement dans l'équation (6), on obtient pour chaque élément de la discrétisation le système suivant :

$$2\pi \int_{r_i}^{r_{i+1}} [\delta(\Delta u)] [B]^T [D] [B] [\Delta u] r dr = 2\pi [\delta(\Delta u)] \begin{bmatrix} r_o \Delta P_o \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

dans laquelle D est la matrice d'élasticité définie par :

$$[D] = \begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix} \quad (15)$$

E et ν étant le module de Young et le coefficient de Poisson.

Après intégration, la relation (14) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$[\delta(\Delta u)] [K_e] [\Delta u] = [\delta(\Delta u)] [\Delta f] \quad (16)$$

avec : $[K_e]$: matrice de rigidité élémentaire,
 $[\Delta f]$: vecteur force élémentaire.

Le système global à résoudre est obtenu par assemblage des matrices élémentaires dans une matrice globale.

Le système à résoudre quel que soit $[\delta(\Delta u)]$ champ de déplacement cinématiquement admissible est alors :

$$[K_g] [\Delta u_g] = [\Delta f_g] \quad (17)$$

$[K_g]$: matrice de rigidité globale sécante sur l'incrément,
 $[\Delta u_g]$: vecteur d'incrément de déplacements nodaux,
 $[\Delta f_g]$: vecteur d'incrément de forces nodales.

L'inversion de l'équation matricielle (17) permet d'obtenir les incréments de déplacements nodaux à partir des incréments de chargement. En utilisant la loi de comportement (6) on obtient également les incréments de contraintes.

4 LE LOGICIEL PRESS'IDENT

A partir de l'analyse développée ci-dessus, un code de calcul numérique baptisé PRESS'IDENT (Pressure-meter Identification) a été mis au point au laboratoire de Mécanique des Solides (E.C. Lyon) par Boubanga (1990), Soegiri (1991) et Bahar (1992).

Le logiciel PRESS'IDENT permet de déterminer certains paramètres d'une loi de comportement quelconque à partir des résultats de l'essai pressiométrique.

Ce logiciel est relativement léger car la version exécutable tient sur 250 Ko de mémoire, ce qui permet son utilisation sur micro-ordinateur compatible IBM-PC. Sa souplesse et sa rapidité permettent d'effectuer une simulation pressiométrique en 4 à 5 minutes.

L'utilisation du logiciel PRESS'IDENT est rendue facile grâce à sa convivialité : son utilisation se fait en répondant aux questions posées.

Les résultats sont obtenus sous forme graphique (courbe simulée comparée à la courbe expérimentale) et numérique (valeur des paramètres du modèle).

Plusieurs modèles sont implantés dans ce code de calcul :

- ✓ Le modèle hyperbolique de DUNCAN et CHANG (1970) qui est un modèle simple avec quelques limitations mais qui semble bien adapté à un certain nombre d'utilisations pratiques n'induisant pas de sollicitations trop complexes ;
- ✓ Le modèle CAM-CLAY modifié (SCHOFIELD et al, 1968) qui est un modèle bien adapté pour la description du comportement des argiles ;
- ✓ Le modèle CJS (CAMBOU et al, 1988) qui est un modèle bien adapté pour la modélisation du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations complexes ;
- ✓ Le modèle rhéologique visco-élastique non linéaire (BAHAR, 1992), (BAHAR et al, 1992) qui semble bien adapté à la description du fluage des sols in situ.

C'est essentiellement sur le premier modèle qu'une procédure d'identification pratique et utilisable sera proposée. La prise en compte des autres modèles sera présentée dans les prochains articles.

5 UTILISATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE POUR L'IDENTIFICATION DU MODELE DE DUNCAN-CHANG (BOUBANGA, 1990)

5.1 Modèle de Duncan et Chang (1970)

Ce modèle est basé sur les résultats observés lors d'un essai triaxial classique : la courbe contrainte déformation est assimilée à une hyperbole dont la tangente permet de définir le module de Young tangent (Figure 3).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 E_i \quad (18)$$

E_i est le module initial que l'on exprime par :

$$E_i = K_e Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (19)$$

où Pa représente la pression atmosphérique.

Le module tangent volumique s'exprime par :

$$B_t = \frac{1}{3} \frac{\Delta (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{\Delta (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)} = K_b Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m \quad (20)$$

Ce modèle fait donc apparaître sept paramètres : la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , K_b , K_e , n , m et R_f .

Une étude paramétrique menée sur ces sept constantes a permis de dégager les paramètres qui influent de façon importante sur les résultats d'un essai pressiométrique à savoir K_e , C et ϕ (K_b et R_f ont une influence plus faible ; n et m sont très peu influents). L'identification sera donc réalisée essentiellement sur les trois paramètres K_e , C et ϕ .

5.2 Utilisation du logiciel PRESS'IDENT

Le logiciel PRESS'IDENT peut être utilisé de deux façons :

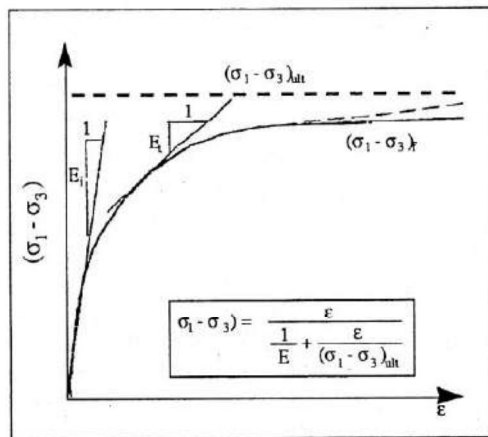


Figure 3 : Modèle de Duncan et Chang.

a) les paramètres du modèle sont définis par l'utilisateur, le programme permet alors de simuler un essai pressiométrique à une profondeur donnée, P_o étant également défini par l'utilisateur. Ce type d'utilisation sera intéressant en particulier pour vérifier la validité des paramètres obtenus à partir d'autres essais (essais de laboratoire par exemple), ainsi que pour tester l'influence d'un paramètre difficile à identifier.

b) la courbe expérimentale étant donnée, le logiciel (par une technique d'optimisation automatique) évalue deux paramètres du Modèle de Duncan et Chang (K_e , C ou ϕ) correspondant au meilleur calage possible entre la simulation et la courbe expérimentale. On notera qu'il n'est pas possible d'identifier à la fois C et ϕ à partir d'un seul essai car les influences de ces deux paramètres sont tout à fait analogues.

Dans le cas où l'on a à identifier le comportement d'une argile saturée (faible perméabilité), l'hypothèse d'un comportement non drainé est justifiée. Dans ce cas, on obtiendra les caractéristiques non drainées du sol $\phi = 0$ et $C_u \neq 0$.

Si l'on a affaire à un milieu non cohérent, on impose $C = 0$ et le logiciel calculera dans ce cas la valeur de ϕ ; le calcul est alors réalisé en condition drainée (matériaux grossiers).

Les figures 4 et 5 montrent deux exemples d'utilisation de cette méthode pour l'identification des paramètres de la loi de Duncan et Chang pour un matériau cohérent et un matériau pulvérulent.

Dans le cas d'un matériau à la fois frottant et cohérent, il ne sera pas possible d'aboutir à l'identification des deux paramètres C et ϕ à partir d'un seul essai. Il faudra alors disposer de deux essais réalisés dans un milieu homogène, à deux profondeurs significativement différentes. Pour chaque profondeur, on calculera les couples (C , ϕ) qui sont assez bien alignés dans le plan ϕ , C . Le couple C et ϕ retenu correspond au point commun aux deux droites définies pour chacune des profondeurs analysées. La figure 6 montre les résultats obtenus dans un tel cas.

6 EXEMPLE D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES DU MODELE DE DUNCAN ET CHANG (BOUBANGA, 1990)

Argile de Cran

Les courbes identifiées sont déduites de la thèse de Zanier (1985) et concernent l'argile du site de Cran. Ces essais ont été effectués avec une sonde pressiométrique autoforeuse marine (PAM) de diamètre 160 mm et d'élancement 2.

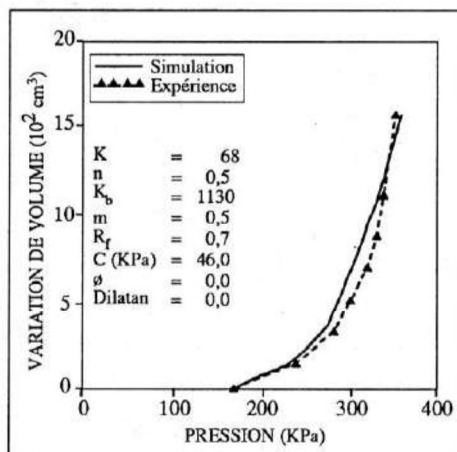


Figure 4 : Identification des paramètres de la loi de comportement de Duncan et Chang (argile de Cran).

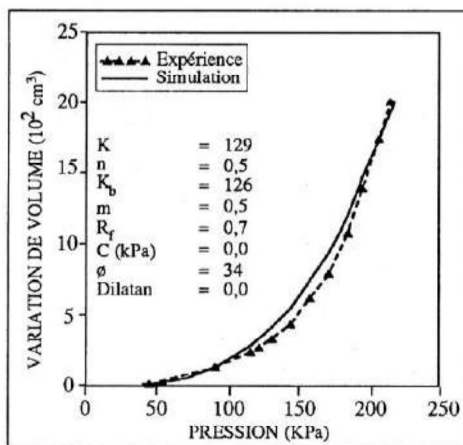


Figure 5 : Identification des paramètres de la loi de comportement de Duncan et Chang (sable lâche).

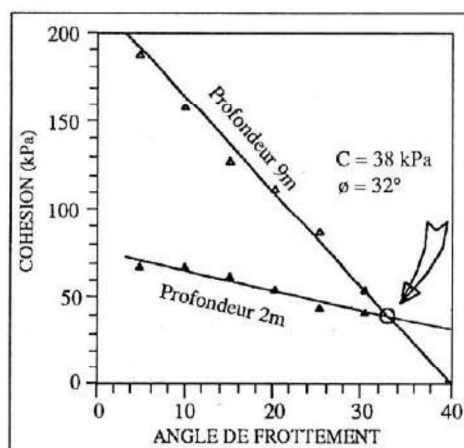


Figure 6 : Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement à partir de deux essais pressiométriques réalisés à deux profondeurs différentes.

es paramètres K et C obtenus pour l'identification de cette argile, à partir du logiciel PRESS'IDENT, sont regroupés dans le tableau 1.

On notera sur la figure 7 que les valeurs de la cohésion identifiées à partir de la méthode proposée sont proches de celles obtenues à l'aide de l'essai triaxial ou du scissomètre.

Profondeur (m)	3	6	9	11	13	15
$C \text{ (kPa)}$	23,4	32,6	41,7	51,4	46,1	45,8
K_c	35,1	89,9	88,8	67,7	101	219

Tableau 1 : Paramètres obtenus pour l'identification de l'argile de Cran.

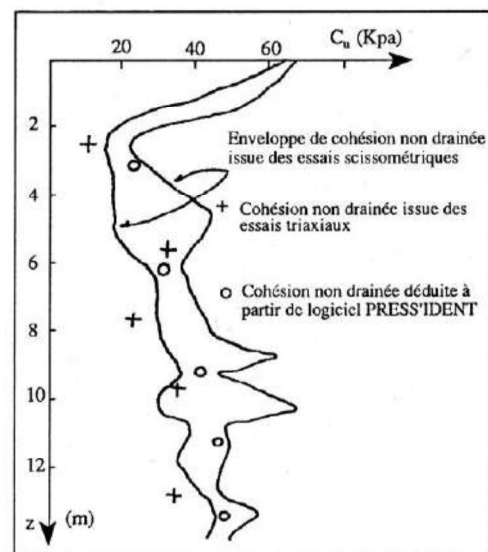


Figure 7 : Profil des cohésions non drainées obtenues par différentes méthodes (Bouhanga, 1990).

Sable d'Hostun

Les essais pressiométriques utilisés pour identifier les paramètres de comportement ont été réalisés à l'IMG de Grenoble par Renould-Lias (1978) dans une cuve à essai de 150 cm de diamètre et 200 cm de hauteur.

Une première utilisation du logiciel PRESS'IDENT, sans prendre la possibilité de dilatance, a conduit à des résultats acceptables pour les sables lâches, mais totalement irréalistes pour les sables denses. Cela conduit à la remarque suivante :

«Il sera illusoire d'identifier un modèle ne prenant pas en compte le phénomène de dilatance (modèle de Duncan et Chang) pour des essais réalisés dans les milieux fortement dilatants (sables denses, argiles surconsolidées).»

Ceci a conduit à proposer un modèle de comporte-

ment prenant en compte ce phénomène de dilatance.

Le tableau 2 présente les valeurs obtenues pour les paramètres K_e , ϕ et γ (paramètre de dilatance) pour les essais réalisés par Renoult-Lias (1978).

L'introduction de la dilatance a permis de retrouver les ordres de grandeur de l'angle de frottement obtenu à partir des essais triaxiaux.

γ_d (kN/m ³)	1,52	1,55	1,57	1,61
ϕ (°)	33	39	36	38
γ	0,0	0,003	0,001	0,002
K_e	160	170	160	500

Tableau 2 : Paramètres obtenus pour l'identification de l'argile de Cran.

7 APPLICATION DE LA PROCEDURE D'IDENTIFICATION POUR L'EVALUATION DES TASSEMENTS SOUS LES BATIMENTS D'UNE CENTRALE NUCLEAIRE

La procédure précédemment définie pour l'identification a été appliquée en vue de l'évaluation du tassement des bâtiments d'une centrale nucléaire qui constitue un problème difficile [Cambou & Bahar, 1989, 1992]. La stratigraphie du sol sur lequel ont été mis en place les bâtiments ainsi que la localisation des différents bâtiments constituant la centrale nucléaire sont représentées sur les figures 8 et 9.

Le modèle qui a été utilisé est le modèle de Duncan et Chang. Les figures 10 et 11 montrent les résultats d'identification du modèle obtenus pour deux essais pressiométriques.

Le tableau 3 récapitule l'ensemble des paramètres du modèle pour les couches de sol apparaissant dans la stratigraphie.

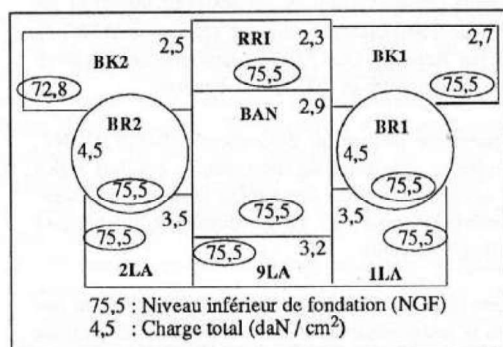


Figure 9 : Localisation des bâtiments de l'îlot nucléaire.

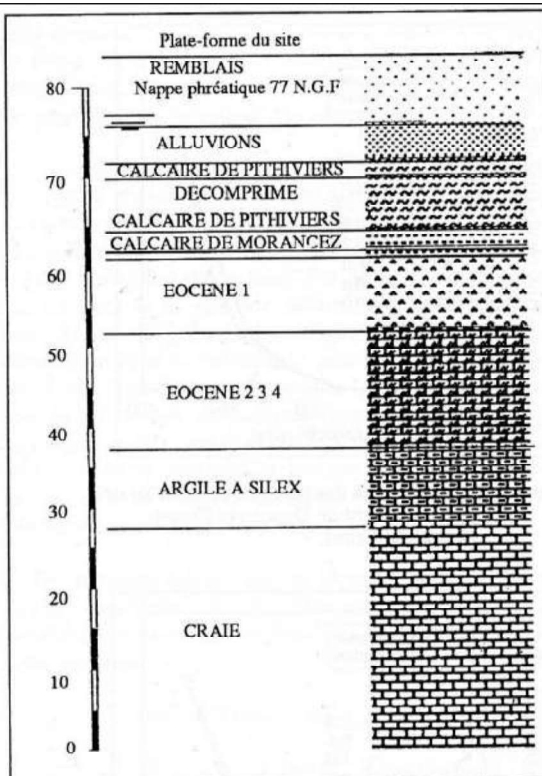


Figure 8 : Stratigraphie simplifiée au droit du sondage P.89.01.

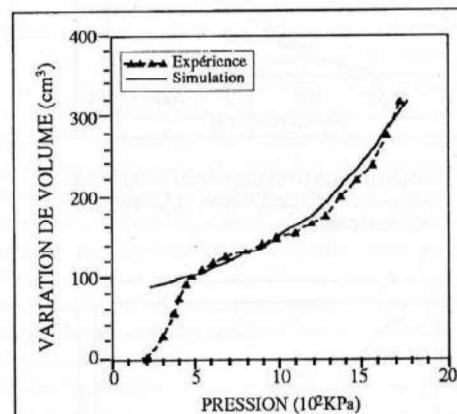


Figure 10 : Identification des paramètres de comportement du calcaire de Pithiviers (prof : 20,5m).

Le logiciel TENSOR mis au point par EDF-SEPTEN a été utilisé pour calculer les tassements des différents bâtiments de l'îlot nucléaire. Ce logiciel est basé sur un calcul simplifié de la distribution des accroissements de contrainte en partant d'un état initial calculé à l'aide des formules de Boussinesq. La loi de Comportement (Duncan et Chang) est ensuite utilisée pour en déduire l'accroissement des déformations locales. Ce logiciel permet la prise en compte de l'aspect tridimensionnel du problème.

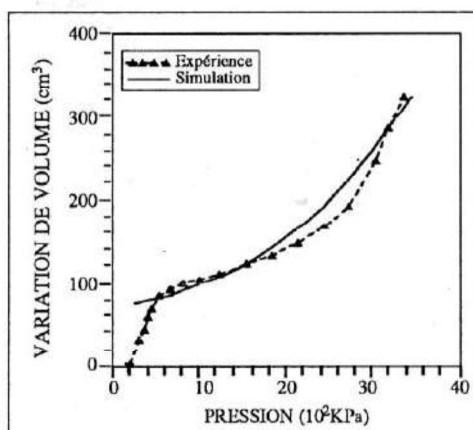


Figure 11 : Identification des paramètres de comportement du calcaire de Morancez (prof : 23,5m)

Matériau	Paramètres du modèle de DUNCAN			
Alluvions	$k_e = 500$	$C' = 300$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi' = 39^\circ$		
	$k_b = 500$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Pithiviers	$k_e = 63$	$C = 564$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi = 0$		
	$k_b = 1\ 052$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Morancez	$k_e = 240$	$C = 850$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi = 0$		
	$k_b = 4\ 050$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Morancez	$k_e = 488$	$C = 968$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi = 0$		
	$k_b = 8\ 173$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 1	$k_e = 34$	$C = 314$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi = 0$		
	$k_b = 556$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 1	$k_e = 179$	$C = 1\ 092$ kPa		
	$n = 0,6$	$\phi = 0$		
	$k_b = 2\ 970$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 2 3 4	$k_e = 175$	$C = 1\ 987$ kPa		
	$n = 0,5$	$\phi = 0$		
	$k_b = 2\ 921$	$R_f = 0,7$	$m = 0,5$	

Tableau 3 : Paramètres du modèle de DUNCAN et CHANG pour les différentes couches de la stratigraphie.

Le tableau 4 permet de comparer les résultats du calcul ainsi obtenus, aux résultats des mesures effectuées sur le site. On peut constater une bonne concordance des résultats expérimentaux et des calculs si l'on ne prend pas en compte le tassement différé dû au fluage du sol.

8 CONCLUSION

La procédure décrite dans cet article permet de définir certains paramètres intrinsèques d'un sol à partir de l'essai pressiométrique. Cette méthode permet la prise en compte des caractéristiques essentielles de l'essai pressiométrique : sollicitation non homogène dans un matériau au comportement non linéaire.

Cette procédure a été utilisée dans un certain nombre

Batiments	BR ₁	BR ₂	BK ₁	BK ₂	1LA	2LA	RRI	BAN	9LA
Tassement moyen total mesuré en octobre 1987 (mm)	230	230	113	108	167	134		146	121
Tassement moyen total mesuré sans fluage (mm)	150	125	63	63	101	90		99	101
Tassement moyen estimé sans fluage (mm)	129	129	73	58	95	98	90	109	81

Tableau 4 : Comparaison des tassements mesurés et des tassements calculés.

de cas réels et a conduit à des prévisions en bon accord avec les mesures. Cependant, elle présente un certain nombre de limitations liées à l'information nécessairement incomplète fournie par l'essai pressiométrique, et au nombre important de paramètres des lois utilisées.

Il nous semble, que, utilisée à bon escient, cette procédure peut apporter un complément d'information très intéressant sur la reconnaissance des sols. On a intérêt, en particulier pour les projets importants, à recouper les diverses sources d'information, l'approche proposée, associée à d'autres plus classiques nous paraît dans cette optique d'un intérêt évident ①

9 BIBLIOGRAPHIE

- [1] F. Baguelin, J. Jezequel, E. Le Mee & A. Le Mehaute (1972) : *Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 61, pp. 189-201.
- [2] F. Baguelin, J.F. Jezequel & D.H. Shields (1978) : *The pressuremeter and foundation engineering*, Trans Tech Publications, Aedermannsdorf.
- [3] R. Bahar (1992) : *Analyse numérique de l'essai pressiométrique : Application à l'identification de paramètres de comportement des sols*, Thèse de Docteur, Ecole Centrale de Lyon.
- [4] R. Bahar & B. Cambou (1989) : *Estimation des tassements de la centrale nucléaire de Saint Laurent des Eaux à partir d'essais pressiométriques*, Rapport ECL-EDF Septen (64 pages).
- [5] R. Bahar & B. Cambou, J.L. Costaz, J.J. Fry, G. Bufi & P. Patel (1992) : *Prediction of long term settlement of nuclear power plants using pressuremeter tests*, Proceedings of NUMOG IV, Swansea - U.K., accepté à paraître dans la revue Computers and Geotechnics en 1993.

- [6] A. Boubanga (1990), : *Identification de paramètres de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique*, Thèse de Docteur, Ecole Centrale de Lyon.
- [7] B. Cambou & R. Bahar (1992) : *Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol*, Revue Française de Géotechnique.
- [8] B. Cambou, R. Bahar, C. Chapeau & E. Kazarian (1990) : *Numerical analysis of pressuremeter tests. Application to the identification of constitutive models*, Proceedings of the Second European Specialty on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Santander - Spain, pp 369-380.
- [9] B. Cambou & K. Jafari (1988) : *Modèle de comportement des sols non cohérents*, Revue Française de géotechnique, N° 44, pp 43-55.
- [10] J.M Duncan & C.V. Chang (1970) : *Non linear analysis of stress and strain in soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations in Geotechnical Engineering Division, ASCE, VOL.96, N° SM5, pp 1629-1653.
- [11] J.M.O. Hughes, C.P. Wroth & D. Windle (1977) : *Pressuremeter tests in sands*, Geotechnique, Vol. 27, N° 4, pp 455-477.
- [12] B. Renould-lias (1978) : *Etude du pressiomètre dans un milieu pulvérulent*, Thèse de Docteur-ingénieur, Grenoble.
- [13] S. Soegiri (1991) : *Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide-solide. Application à l'identification du comportement des sols*, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- [14] F. Zanier (1985) : *Analyse numérique de l'essai pressiométrique par la méthode des éléments finis. Application au cas des sols cohérents*, Thèse de Docteur-Ingénieur, Ecole Centrale de Paris.
- [15] O.C. Zienkiewicz (1967) : *The finite element method in structural and continuum mechanics*, McGraw-Hill, London.

ENTP

SEMINAIRE

MAI 93

Ponts en Béton Précontraint

● Objectifs

Le béton précontraint est un matériau encore jeune. De jour en jour on apporte de nouveaux éléments qui complètent nos connaissances sur son comportement au niveau des structures. A l'issue de ce séminaire, les participants auront des connaissances fondamentales qui leur permettront de concevoir, calculer et vérifier des ouvrages précontraints.

● Public visé

- ingénieurs d'études
- ingénieurs d'entreprises de Génie Civil et Bâtiment
- ingénieurs des administrations
- élèves ingénieurs

● Agenda

- ◆ DATE : 18 - 19 Mai 1993
- ◆ LIEU : Ecole Nationale des Travaux publics
- ◆ FRAIS : 2500 DA

● Programme

- ✓ Techniques de précontrainte
- ✓ Méthodes de calcul des tabliers précontraints
- ✓ Cas des ponts à poutres
- ✓ Cas des ponts dalles
- ✓ Cas des ouvrages biais
- ✓ Exécution

● Conférenciers

- | | |
|---|----------|
| ☐ MR BOUTAMINE M. | : ENTP |
| ☐ MR BENHOUEH M.C. | : CTPP |
| ☐ MR BAYASLI R. | : ENAPTA |
| ☐ MR BENSALMA A. | : ENROS |

→ D'Autres conférenciers sont aussi prévus.

➡ Responsable Pédagogique :

- ◆ MR BOUTAMINE MEBAREK : Enseignant ENTP