

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

## Interprétation par la méthode des éléments finis des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes

### Analysis of measured deflections of a diaphragm wall in Colombes using finite element calculations

K. Serrai & C. Plumelle

Conservatoire Nationale des Arts et Métiers, Paris, France

P. Schmitt

Solétanche Bachy, Nanterre, France

#### RESUME

Deux sections de la paroi moulée ceinturant la station d'épuration des eaux de Seine à Colombes ont été instrumentées. Les résultats des mesures se sont avérés pratiquement confondus avec les résultats obtenus par la méthode aux coefficients de réaction. Cette communication présente un recalage a posteriori utilisant la méthode des éléments finis, et recherchant une loi de comportement appropriée et des paramètres adaptés. Cette étude apporte un éclairage sur l'importance et la signification des paramètres de calcul, déterminants quelle que soit la méthode utilisée.

#### ABSTRACT

During Colombes works, two diaphragm wall sections were monitored. Measurements have already been shown to compare perfectly well with predictions using subgrade reaction coefficients. Authors have undertaken an additional back analysis using the finite element method, looking for the most appropriate model and associated choice of parameters. Whatever the calculation method, importance and physical meaning of parameters are emphasized, in order to enable as realistic predictions as possible at design stage.

#### 1 INTRODUCTION

Le calcul en déformations des écrans de soutènement constitue un problème fort complexe d'interaction sol-structure, qui fait intervenir le comportement des sols, la rigidité des écrans, le phasage des travaux, ainsi que différentes conditions aux limites aussi bien hydrauliques que mécaniques. Face à cette réalité, deux stratégies de dimensionnement coexistent: l'application de méthodes simples, calées sur l'expérience mais au domaine de validité nécessairement limité, comme la méthode aux coefficients de réaction, et l'application de la méthode des éléments finis qui tient compte de la globalité du problème, et se trouve donc de ce fait à la fois plus générale mais aussi plus complexe, ne serait-ce que par le nombre des paramètres que l'utilisateur doit choisir sans nécessairement disposer des informations appropriées. C'est la raison pour laquelle il est d'une importance capitale de saisir toute opportunité pour mener, vis-à-vis de cette méthode puissante et dorénavant conviviale, le même effort de calage sur le comportement réel des ouvrages en vraie grandeur que celui mené, avec succès, vis-à-vis des méthodes traditionnelles au cours des trente dernières années.

#### 2 PROJET ET INSTRUMENTATION

À cet égard, la paroi moulée ceinturant la station d'épuration des eaux mise en œuvre en bordure de Seine par Solétanche-Bachy pour le compte du SIAAP, à Colombes, constitue un cas d'école particulièrement intéressant: en effet, deux sections comportant des parois d'inertie notablement différentes ont été instrumentées (épaisseur variable de 0,65 m côté Sud à 0,82 m côté Nord, soit un rapport de 1 à 2 sur l'inertie), chacune des deux sections étant suffisamment éloignée des bords pour que les effets tridimensionnels puissent être négligés, la fouille elle-même étant de dimensions suffisamment grandes (plus de 100 m de largeur)

pour éliminer tout effet d'interaction.

La paroi moulée de 14.000 m<sup>2</sup>, maintenue par 900 tirants précontraints, a été réalisée entre 1993 et 1994. L'importance du projet a logiquement motivé la mise en place et le suivi, pendant plus de deux ans, des déformations au moyen de relevés topographiques réguliers de la tête de la paroi moulée et de tubes inclinométriques insérés dans la paroi elle-même, le tout complété par un suivi des cales dynamométriques permettant de contrôler la tension des tirants.

Les caractéristiques géomécaniques avaient été établies par la société Mécasol, donnant lieu à la stratigraphie, classique en région parisienne, et aux valeurs indiquées sur la figure 1 et le tableau 1. Le phasage pris en compte dans les calculs de recalage est le phasage exact des terrassements, intégrant les valeurs piézométriques mesurées par le chantier.

#### 3 RAPPEL DES RÉSULTATS OBTENUS PAR LA MÉTHODE AUX COEFFICIENTS DE RÉACTION

Ces résultats ont déjà fait l'objet d'une publication à laquelle on pourra se reporter pour plus de détails (Londez et al., 1997), et seules les principales conclusions en sont rappelées ci-après.

Les calculs de recalage avaient été effectués en utilisant la stratigraphie exacte et les résultats du tableau 1, interprétés en termes de coefficients de réaction selon la formule classique (Schmitt, 1995) :  $k = 2,1 \cdot (E_M/\alpha)^{4/3} / (EI)^{1/3}$  où EI est le produit d'inertie de l'écran, et  $E_M/\alpha$  le module d'élasticité du sol déduit des essais pressiométriques.

Comme les premières lectures ont été effectuées alors que le terrassement avait déjà atteint la plate-forme de travail nécessaire à la réalisation du deuxième lit de tirants pour la paroi Nord, et une plateforme à +24 NGF pour la paroi Sud, la comparaison a

Tableau 1: Caractéristiques géomécaniques

	Coupes Nord et Sud					Coupe Nord		Coupe Sud	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\phi_u$ (°)	$E_M$ (MPa)	$P_1$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$P_1$ (MPa)
Remblais	20	0	25	-	-	3	0,4	3	0,4
Alluvions Modernes récentes	18	0	25	40	0	7	0,9	6	0,7
Alluvions Anciennes	20	0	35	-	-	10	1,5	12	2
Marnes et Caillasses	18	20	35	150	0	30	$\geq 3$	35	$\geq 4$
Calcaire Grossier	22	20	45	-	-	35	$\geq 4$	35	$\geq 4$

exclusivement porté sur des déformées relatives (Fig. 1), et fait en pratique apparaître une coïncidence quasi-parfaite entre résultats mesurés et calculés. Cette concordance peut être attribuée au fait qu'on a utilisé les résultats d'une campagne de sols relativement dense, associés à des paramètres de calcul bien calés sur des mesures du comportement d'ouvrages réels dans le même domaine d'application, c'est-à-dire dans un cas relativement simple ne comportant ni interaction entre ouvrages rapprochés ni phénomènes de déformation d'ensemble, les tirants et la paroi elle-même étant ancrés dans des horizons rigides (Marnes et Caillasses et Calcaire Grossier).

Le comportement de l'écran dans le domaine de petites déformations qui est le sien peut alors être valablement approché par la théorie des poutres sur appuis élastiques.

Bien que la formule d'évaluation de  $k$  utilisée soit empirique, on rappellera néanmoins, pour faire le lien avec les calculs aux éléments finis, qu'elle a pu être recalée a posteriori non seulement sur la théorie des poutres sur appuis élastiques mais encore sur la théorie de l'élasticité linéaire (Schmitt, 1998), à condition d'admettre que le module d'élasticité représentatif du comportement du sol dans le domaine de déformations usuel des soutènements a pour ordre de grandeur  $E_s = (4 \text{ à } 5) \cdot E_M/\alpha$ .

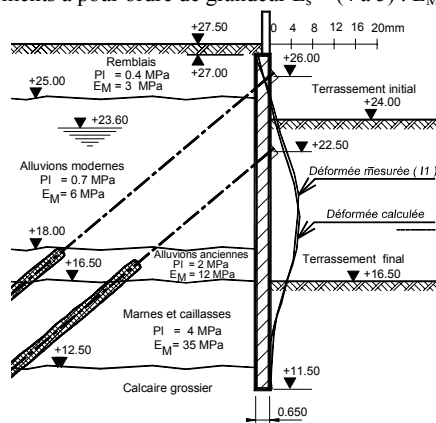


Figure 1. Déplacement de la paroi Sud. Phase 5

#### 4 UTILISATION DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La loi élastique parfaitement plastique dite de Mohr-Coulomb, utilisée dans le code de calcul PLAXIS, comporte cinq paramètres : module d'Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , angle de frottement  $\phi$ , angle de dilatance  $\Psi$  et cohésion  $c$ . Les paramètres caractérisant la résistance au cisaillement sont bien entendu les mêmes que dans l'étude précédente, avec de surcroît les valeurs forfaitaires  $\psi = \phi - 30$  degrés, et, pour ce qui concerne les paramètres élastiques,  $E = E_M/\alpha$  (avec  $\alpha = 1/2$  dans les remblais et alluvions modernes,  $1/3$  dans les alluvions anciennes, marnes et caillasses et calcaire grossier) et  $\nu = 0,3$ . L'inclinaison des contraintes sur la direction normale à l'interface sol-écran a été limitée à  $2/3 \cdot \phi$  comme dans les calculs aux coefficients de réaction.

Les figures 2 et 3 présentent quelques résultats pour les déplacements, et les figures 4 et 5 pour les moments. On constate que les déplacements sont plus importants que ceux mesurés, et les moments fléchissants sensiblement supérieurs à ceux obtenus par la méthode aux coefficients de réaction, prise ici comme référence compte-tenu de la quasi-coïncidence des déformées relatives calculées (donc des courbures et pas seulement des déplacements) avec celles mesurées. Il a donc été procédé à une seconde série de calculs, se distinguant des précédents par l'adoption d'un module d'élasticité  $E_s = 4 \cdot E_M/\alpha$ , par analogie avec les calculs aux coefficients de réaction mentionnés au §3, et avec les résultats mentionnés par différents auteurs (Bazin et al., 2001 ; Escobar, 2001 ; Azoune, 2002 ; Kazmierczak, 1996 ; Phienweij et al., 1998 ; Serrai, 2001), faisant état de rapports du même ordre de grandeur entre modules d'élasticité conventionnels et modules d'élasticité recalés par la méthode des éléments finis sur des mesures d'auscultation d'ouvrages. On constate effectivement que

l'ordre de grandeur des déplacements est cette fois-ci respecté, et que les déformées et moments fléchissants sont plus proches, bien que laissant encore subsister localement des écarts de l'ordre de 50 %.

#### 5 UTILISATION D'UN MODÈLE HYPERBOLIQUE

Le modèle HSM (Hardening Soil Model), implanté dans le code de calcul Plaxis, est un modèle hyperbolique qui fut à l'origine établi par Kondner (1963), puis repris par Duncan et Chang (1970), complété par l'utilisation de la théorie de la plasticité et l'introduction de la surface de charge et de la dilatance du sol. Il comporte 8 paramètres ( $m$  : un paramètre d'ajustement qui dépend du type du sol ;  $E_{50}^{ref}$  : module d'Young sécant de référence, à 50% du déviateur à la rupture, sous une contrainte de confinement  $\sigma_3 = p^{ref} = 100$  kPa ;  $E_{oed}^{ref}$  : module oedométrique de référence pour  $\sigma_3 = p^{ref}$  ;  $E_{ur}^{ref}$  : module de déchargement de référence ;  $\nu_{ur}$  : coefficient de Poisson en chargement-déchargement ;  $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$  : paramètres plastiques de Mohr-Coulomb). Les différents modules ont été évalués à mi-hauteur de chaque couche, et les modules de références ont été déduits des formules suivantes :

- $E_{50} = E_{50}^{ref} [(c \cot \phi + \sigma'_3) / (c \cot \phi + p^{ref})]^m$
- $E_{ur} = E_{ur}^{ref} [(c \cot \phi + \sigma'_3) / (c \cot \phi + p^{ref})]^m$
- $E_{oed} = E_{oed}^{ref} [(c \cot \phi + \sigma'_1) / (c \cot \phi + p^{ref})]^m$

Un premier calcul a été effectué en tenant compte des hypothèses suivantes :

- $E_{50}$  à mi-couche =  $E_M/\alpha$  ;
- valeurs par défaut (faute d'essais spécifiques) des paramètres de déchargement, à savoir  $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$  et  $\nu_{ur} = 0,2$ .

On constate que les déplacements obtenus sont notablement plus faibles que ceux correspondant aux mêmes valeurs du module d'élasticité dans le calcul initial de Mohr-Coulomb, ce qui traduit l'influence bénéfique des paramètres de déchargement. Cependant, les résultats sont encore éloignés de la réalité ; à l'inverse, un calcul effectué avec l'hypothèse  $E_{50} = 4 \cdot E_M/\alpha$  a conduit à des déplacements sensiblement trop faibles, la réalité étant à l'évidence intermédiaire.

A ce stade, la difficulté consiste à obtenir, par tâtonnement faute d'essais spécifiques, la combinaison optimale des paramètres de premier chargement et de déchargement. Il est apparu nécessaire pour rapprocher les calculs de la réalité :

- de jouer sur le paramètre de déchargement  $\nu_{ur}$ , en limitant sa valeur à 0,1, pour obtenir un déplacement suffisamment faible lors des phases de terrassement sans pour autant avoir un comportement trop raide lors des phases de mise en tension ;
- de spécifier un module de déchargement très élevé dans les terrains d'ancrage de la paroi moulée (Marnes et Caillasses et Calcaires Grossiers), dont le soulèvement est à l'évidence négligeable ; toutefois, la limitation imposée par Plaxis ( $E_{ur} = 20 \cdot E_{50}$ ) ne permettant pas d'obtenir un blocage suffisant du pied, en dépit d'un coefficient de Poisson en déchargement déjà très faible ( $\nu_{ur} = 0,1$ ), il s'est avéré nécessaire de maintenir, dans ces couches, des valeurs relativement élevées de  $E_{50}$ , à savoir  $3 \cdot E_M/\alpha$  dans les Marnes et Caillasses et  $4 \cdot E_M/\alpha$  dans le Calcaire Grossier.

Ceci posé, on a pu constater dans les terrains meubles qu'une augmentation du module d'Young sécant de référence de 100% (soit  $E_{50} = 2 \cdot E_M/\alpha$ ) permet d'obtenir une concordance optimale pour l'ensemble des calculs de recalages effectués sur les deux coupes Nord et Sud.

On constate finalement que les mesures et les calculs sont en bon accord pour toutes les phases, à ceci près que :

- la rentrée de la paroi dans le terrain en tête lors des phases d'excavation est toujours sous-évaluée de quelques millimètres ;
- un écart de l'ordre de 30 % entre les deux méthodes subsiste dans l'évaluation des moments fléchissants.

On retrouve en conclusion, en dépit de résultats globalement très satisfaisants, le problème constamment rencontré au cours de l'étude, à savoir la difficulté d'obtenir, avec un jeu unique de paramètres, un comportement homogène, dans les terrains supérieurs, lors des phases de mise en tension des tirants et lors des phases d'excavation. Ainsi, les résultats des calculs aux

éléments finis conduisent à des résultats voisins de ceux des calculs aux coefficients de réaction (déplacements vers les terres très légèrement supérieurs aux mesures) lors de la mise en tension des tirants, mais s'en écartent systématiquement (déplacements en tête vers les terres sensiblement inférieurs aux mesures) dans les phases d'excavation.

## 6 UTILISATION DU MODÈLE SSM

Le modèle SSM (Soft Soil Model) est dérivé du modèle Cam-Clay. Il comporte 8 paramètres ( $\lambda^*$ : indice de compression;  $\kappa^*$ : indice de gonflement;  $c$ : cohésion;  $\phi$ : angle de frottement;  $\psi$ : angle de dilatance;  $\nu_{ur}$ : coefficient de Poisson en chargement-déchargement;  $K_0^{NC}$ : coefficient de pression latérale pour un sol normalement consolidé;  $M$ : pente de la courbe d'état critique dans le plan (p, q). Le rapport  $\lambda^*/\kappa^*$  est généralement de l'ordre de 3 à 7, et a été fixé forfaitairement à 5 pour l'ensemble des calculs. On a de plus, pour un sol normalement consolidé,  $E_{oed} = \sigma'_v / \lambda^*$ , et  $E_{50} \approx 1,3 \cdot E_{oed}$  (cf. § 7), ce qui permet de caler les paramètres du modèle SSM par rapport à ceux du modèle HSM.

Seules les couches supérieures, constituées de terrains fins (remblais et alluvions modernes) ont été modélisées par une loi de comportement de type SSM. Les autres couches sont définies par les paramètres du modèle HSM ajustés.

On obtient ainsi des résultats tout à fait comparables aux précédents en terme de déplacements et de moments fléchissants, ce qui montre que le choix du modèle de comportement n'est en l'occurrence pas déterminant. On retrouve en particulier la même difficulté à prendre en compte, à partir d'un jeu unique de paramètres, la raideur horizontale du sol aussi bien pendant les phases de mise en tension que pendant les phases de terrassement. Cette difficulté est d'autant plus surprenante qu'on ne la rencontre pratiquement pas dans le cadre de la méthode aux coefficients de réaction, alors qu'on aurait pu a priori s'attendre à l'inverse. Une explication possible est liée à l'anisotropie du comportement des sols, que les méthodes traditionnelles prennent en compte de façon radicale en ne tenant aucun compte des mouvements verticaux, ce que les éléments finis ne peuvent évidemment se permettre. Or une différence essentielle entre chemins de contraintes côté fouille et côté terre est que les premiers peuvent être grossièrement décomposés en un déchargement vertical (l'excavation) suivi d'un chargement horizontal (mise en butée), tandis que les seconds se décomposent en déchargements horizontaux pendant les phases de terrassement et rechargements horizontaux pendant les phases de mise en tension. La question est donc de savoir si l'hypothèse d'un comportement isotrope dans le domaine élastique n'induit pas artificiellement, compte-tenu de l'anisotropie des chargements appliqués, un comportement plus raide en phase de mise en tension qu'en phase d'excavation. Il n'en demeure pas moins que les résultats obtenus à ce stade peuvent être considérés comme très positifs, compte-tenu du fait que les valeurs des paramètres de déformation ont été uniquement estimées à partir d'essais pressiométriques, faute d'essais en laboratoire qui permettraient de mieux traiter la totalité des problèmes évoqués.

## 7 TENTATIVE D'EXPLICATION ET CONSÉQUENCES DES RÉSULTATS OBTENUS

On cherche ici à expliquer l'ordre de grandeur  $E_{50} = 2 \cdot E_M / \alpha$  qui semble, dans les terrains meubles, conduire à une concordance optimale entre résultats expérimentaux et théoriques. Pour analyser ce résultat et, d'une façon générale, pour comparer les résultats d'essais in situ avec les résultats d'essais de laboratoire tels que le triaxial ou l'oedomètre, il nous paraît indispensable de partir de la situation initiale de référence, qui est celle de l'échantillon encore non prélevé au sein du massif de sol. Cet état initial peut être situé, sur l'hyperbole caractéristique de la loi de Duncan au cours d'un essai de chargement triaxial, en comparant le déviateur  $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$  initial in situ et le déviateur  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  à la rupture, et en écrivant:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_0 = (1 - K_0) \sigma_1 = \frac{1 - K_0}{K_0} \sigma_3 \quad \text{et} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_f = (K_p - 1) \sigma_3$$

Pour un sol normalement consolidé (ce que suppose implicitement la loi hyperbolique), on admet généralement la relation de Jaky :  $K_0 = 1 - \sin \phi$ . Par ailleurs,  $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ , d'où:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_0}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{\sin \phi / (1 - \sin \phi)}{2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)} = \frac{1}{2}$$

Ce qui signifie : d'une part, que la nature nous légue, dans le cas d'un sol normalement consolidé, un « coefficient de sécurité au repos » de l'ordre de 2 vis-à-vis d'une sollicitation de type triaxial et, d'autre part, que c'est au module tangent  $E_{50 \text{ tangent}}$  que doit être comparé le module oedométrique, si l'on veut comparer, comme il se doit, des modules correspondant au même état initial de référence et à la même amplitude de déformations (Fig. 6). On a vu cependant que le module  $E_{50}$  est généralement défini comme un module sécant, et non tangent.

En écrivant l'équation de l'hyperbole de Duncan sous la forme:

$$q = \varepsilon / (a + b \cdot \varepsilon), \quad \text{avec: } a = 1 / E_0 \quad \text{et} \quad b = 1 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

on obtient la relation entre module sécant et module tangent :

$$q' = a \cdot (q/\varepsilon)^2, \quad \text{d'où: } E_{50 \text{ tangent}} = E_{50 \text{ sécant}}^2 / E_0$$

On vérifie par ailleurs que  $E_{50 \text{ sécant}} = E'_0 / 2$ , d'où, en définitive:

$$E_{50 \text{ tangent}} = E_{50 \text{ sécant}} / 2, \quad \text{et finalement:}$$

$$E_{oed} = 1,5 \cdot E_{50 \text{ tangent}} = 3/4 \cdot E_{50 \text{ sécant}}$$

Cette dernière relation n'est que l'application pour  $\nu = 1/3$  de la relation générale :

$$E_{oed} = E_{50 \text{ tangent}} \cdot (1 - \nu) / [(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)].$$

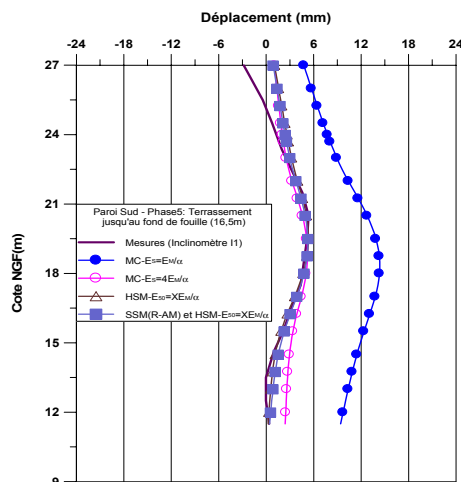


Figure 2. Déplacement de la paroi Sud après la phase 5

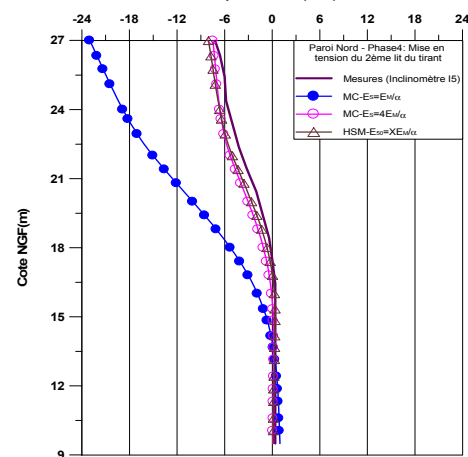


Figure 3. Déplacement de la paroi Nord après la phase 4

Cette relation a été utilisée au §6 pour établir des paramètres équivalents in situ pour les modèles SSM et HSM. On vérifie par ailleurs qu'elle permet de retrouver les ordres de grandeur de  $E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref} = E_{50} / E_{oed} \cdot (1/K_0)^m$  pris en compte par PLAXIS.

Compte-tenu de ce qui précède, l'ordre de grandeur  $E_{50} = 2 \cdot E_M / \alpha$  implique l'ordre de grandeur  $E_{oed} = 1,5 \cdot E_M / \alpha$ . On rappelle que les ordres de grandeurs usuellement admis sont, en fonction des auteurs, soit  $E_s = E_M / \alpha$ , d'où  $E_{oed} = 1,5 \cdot E_M / \alpha$  comme indiqué ci-dessus dans l'hypothèse courante où  $\nu = 1/3$ , soit  $E_{oed} = E_M / \alpha$ .

Il est clair que la présente étude ne saurait prétendre à une précision suffisante pour conclure définitivement sur l'interprétation optimale du rapport  $E_M / \alpha$ , mais on peut noter qu'elle recoupe, à 50 % près, les ordres de grandeur généralement admis, ce qui tend à confirmer la validité des résultats obtenus.

En résumé, on peut admettre que l'ordre de grandeur  $E_s = 4 \cdot E_M / \alpha$ , classiquement déduit des calculs de recalage sur le comportement réel des écrans de soutènement avec hypothèse d'élasto-plasticité linéaire, traduit en réalité un comportement réel non linéaire et irréversible, pris en compte par les paramètres  $E_{ur}$  et  $\nu_{ur}$  dans le cadre du modèle HSM, associés à un module sécant de premier chargement  $E_{50}$  de l'ordre de  $2 \cdot E_M / \alpha$ . Mais il se pose alors un autre problème : celui de la cohérence avec le module d'élasticité à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation superficielle sur un sol normalement consolidé.

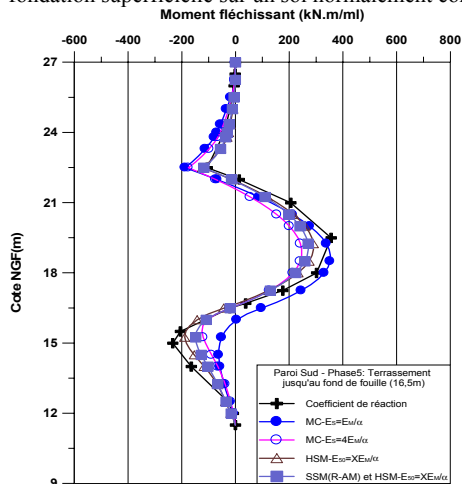


Figure 4. Moments fléchissants de la paroi Sud en phase 5

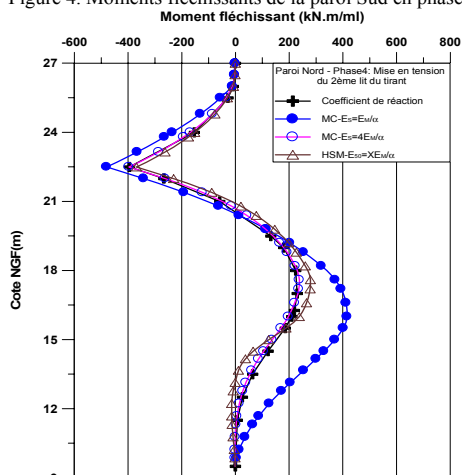


Figure 5. Moments fléchissants de la paroi Nord en phase 4

En effet, dans ce cas, les paramètres de déchargement n'interviennent pas ou peu, et la différence entre modèles de comportement linéaire et hyperbolique est normalement bien moindre que dans le cas d'un problème de soutènement, sous réserve d'adopter un module d'élasticité représentatif de la plage de déformations considérée.

L'état initial de référence étant toujours le même, et correspondant à un taux de mobilisation du sol approximativement égal à 50 % (dans le cas d'un chemin triaxial), le module initial tangent à prendre en compte est alors  $E_{50tangent} = E_{50} / 2$ , soit  $E_M / \alpha$ .

On note qu'il s'agit précisément de la valeur du module d'élasticité vertical recommandée par Ménard pour le calcul du tassement des remblais sur sols compressibles (ce qui explique probablement que  $E_M / \alpha$  ait pu être assimilé au module oedométrique, par extrapolation au cas théorique d'un remblai infiniment large ou d'une couche compressible infiniment mince). Le problème vient alors de la cohérence avec la formulation proposée par Ménard pour le tassement d'une semelle de fondation, dont on a pu montrer (Schmitt, 1998) qu'elle revenait à admettre, dans le cadre de la théorie de l'élasticité linéaire, un module d'élasticité variable de  $1,5$  à  $4 \cdot E_M / \alpha$  pour des fondations de largeur variable de  $1$  à  $10$  m ; mais peut-être ces majorations empiriques tiennent-elles implicitement compte de l'anisotropie, de la surconsolidation fréquente des terrains de surface, et surtout du faible niveau de déformations attendu ? Sans doute, également, la dimension moyenne des fondations étudiées par Ménard était-elle plus proche de  $1$  m que de  $10$  m ? Ceci mis à part, et dans le cas, peut-être théorique, d'un sol à la fois isotrope et normalement consolidé, les errements usuels consistant à retenir, pour un calcul en élasticité linéaire, un module d'élasticité de l'ordre de  $E_M / \alpha$  pour un problème de fondation et  $4 \cdot E_M / \alpha$  pour un problème de soutènement apparaissent finalement tous deux compatibles avec l'hypothèse d'un module sécant  $E_{50} = 2 \cdot E_M / \alpha$  dans le cadre du modèle hyperbolique de Duncan.

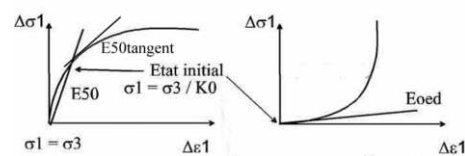


Figure 6 : Etat initial de référence in situ pour des chemins de contraintes de types triaxial et oedométrique

## 8 CONCLUSIONS

Les méthodes de calcul existantes permettent de prévoir de façon correcte l'ordre de grandeur des sollicitations et des déformations d'un écran de soutènement profond, mais une évaluation plus fine nécessiterait une meilleure connaissance des paramètres associés à la loi de comportement prise en compte, en particulier à partir d'essais de laboratoire appropriés, en complément des essais in situ. Les résultats obtenus permettent toutefois de confirmer l'ordre de grandeur  $E_s = 4 \cdot E_M / \alpha$  pour le calcul d'un soutènement avec comportement linéaire dans le domaine élastique (valeur implicitement prises en compte dans la formulation usuelle du coefficient de réaction, qui conduit en l'occurrence à la meilleure concordance avec les résultats expérimentaux), ou encore  $E_{50} = 2 \cdot E_M / \alpha$  dans le cas du modèle de comportement hyperbolique de Duncan, associé à des valeurs appropriées des paramètres de déchargement. Certains points doivent encore faire l'objet d'études pour parvenir à une simulation plus précise (fluage et consolidation des argiles à long terme, anisotropie, sols surconsolidés, pour lesquels les ordres de grandeur indiqués au §7 ne s'appliquent probablement pas, ce qui explique que les calculs de recalage ont nécessité un module  $E_{50}$  supérieur à  $2 \cdot E_M / \alpha$  dans les Marnes et Caillasses). D'une façon générale, multiplier les instrumentations et la régularité de leur suivi dans le temps, étoffer le contenu et développer l'interprétation des campagnes de reconnaissance sont les conditions nécessaires au progrès des méthodes de calcul, que ce soit en termes de précision ou de fiabilité. C'est seulement dans ces conditions que la géotechnique pourra continuer à tirer pleinement profit des progrès de l'outil informatique, malheureusement toujours plus rapides que ceux de notre connaissance pratique du comportement réel des terrains vis-à-vis des sollicitations complexes induites par les ouvrages.

## RÉFÉRENCES

Azoune L. 2002. *Comparaison entre les modèles de comportement des sols sur Plaxis et application pour les ouvrages de Trémie Pasteur et Colombes*. Rapport de stage de DEA. Ecole Centrale de Paris.

- Bazin E., Schmitt P. 2001. Analyse des mesures de déformation des parois moulées du métro du Caire. *XV<sup>th</sup> ICSMFE*, Istanbul
- Duncan, J.M, Chang, C.Y. 1970. Non linear analysis of stress and strain in soil. *ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div.*, 96, 1629-1653.
- Escobar, M.P.G. 2001. *Utilisation du programme Plaxis pour les ouvrages de soutènement : Interprétation des mesures des Parois moulées sur le chantier de la Trémie Pasteur à Rouen*. Rapport de stage de DEA. Ecole Centrale de Paris
- Kazmierczak, J.B. 1996. *Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées*. Thèse de doctorat. Université des Sciences et Technologies de Lille.
- Londez M., Namur S., Schmitt P. 1997. Analyse des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes. *XIV<sup>th</sup> ICSMFE*.
- Phienweij N., Hock G.C., Balasubramnaiam A.B. 1998. Ground movements in deep excavations with concrete diaphragm walls in Bangkok soils. *13<sup>th</sup> South East Asian Geotech. Conf.*, Taipei, Taiwan.
- Schmitt P. 1995. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. *Revue Française de Géotechnique*, n°71.
- Schmitt P. 1998. De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction: théories, observations et ordres de grandeur. *Revue Française de Géotechnique*, n° 85.
- Serrai K. 2001. *Différentes méthodes de calculs des écrans plans. Comparaisons des résultats avec des mesures de chantier*. Thèse de doctorat. Conservatoire National des Arts et Métiers.