

# MOMIS : une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs – mesures *in situ*

Philippe MESTAT

Directeur de recherche

Chef de la section Calcul des ouvrages géotechniques

Division Mécanique des sols et des roches et géologie de l'ingénieur

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

## Introduction

La validation des modèles de calcul constitue une préoccupation permanente des concepteurs de logiciels et une légitime revendication des utilisateurs. La validation doit prouver l'aptitude d'un modèle à résoudre de manière satisfaisante un problème de géotechnique dans des conditions proches de celles du projet. La validation provient d'un accord raisonnable entre les résultats numériques et les mesures réalisées sur des ouvrages en vraie grandeur. Malheureusement, si cette pratique est la seule véritablement pertinente, elle est complexe car on en vient à tester simultanément un logiciel, un modèle théorique et la manière dont un utilisateur peut s'en servir (Mestat et Riou, 1999). La comparaison fait alors intervenir un triplet indissociable « logiciel – utilisateur – modèle ». Pour sa part, le modèle traduit la conception de la « réalité géotechnique » qu'a l'ingénieur ou le chercheur à un moment donné et le compromis qu'il doit faire pour appliquer l'outil numérique disponible. Les hypothèses de calcul sont primordiales : elles rendent possible celui-ci et permettent souvent de pallier le manque de données. On ne peut néanmoins poser n'importe quelle hypothèse, l'art de la modélisation et l'art de l'ingénieur sont là pour veiller à la représentativité de ces hypothèses.

Les difficultés de la confrontation calculs-mesures tiennent également aux incertitudes liées au modèle et au soin qu'il faut apporter à l'expérimentation *in situ*. Plusieurs phénomènes peuvent intervenir simultanément et compliquer le modèle ou l'interprétation des mesures : c'est le cas notamment des phénomènes d'interactions sol-structures, de l'influence des techniques de construction (battage, fonçage, etc.), de la méconnaissance des conditions hydrauliques, des conditions aux limites et initiales. Ces

## RÉSUMÉ

Une base de données sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques et sur la confrontation calculs – mesures *in situ* a été développée au LCPC. Cette base appelée MOMIS (Modèles numériques d'Ouvrages et Mesures *In Situ*) comprend actuellement 160 fiches, dont 84 fiches concernent des remblais et digues sur sols compressibles. La constitution de MOMIS repose sur une veille technologique dans le domaine de la modélisation par les éléments finis. Chaque fiche est le fruit de l'analyse d'un article, d'une communication ou d'un rapport. L'exploitation de cette base a permis de mettre en évidence quelques principes de modélisation pour les remblais ainsi que de quantifier les écarts entre les résultats des modèles et les mesures réalisées sur les ouvrages réels.

**MOTS CLÉS :** 42 - Base de données - Modèle numérique - Éléments finis (méthode) - Remblai - Sol - Compressibilité - Mesure - *In situ* - Calcul - Ouvrage d'art (gen).

incertitudes constituent autant de problèmes qui empêchent de maîtriser les conditions expérimentales et rendent délicate l'élaboration du modèle. Pour ces raisons, les expérimentations de référence utilisables à des fins de validation demeurent relativement rares. Toutefois, dans le cas des remblais considérés dans cet article, ces aspects sont négligeables tant que les massifs de sol ne sont pas renforcés.

Depuis une trentaine d'années, des publications relatent régulièrement des confrontations entre calculs et mesures sur ouvrages. Curieusement, seules deux compilations qualitatives réalisées par Duncan (1994) et Gens (1995) et une étude consacrée aux ouvrages souterrains (Negro et al., 2000) ont été effectuées. Aucun véritable « bilan » quantitatif n'a été dressé sur les écarts observés entre les modélisations par éléments finis et les mesures. Face à ce manque de repères nécessaires pour juger la capacité des lois de comportement et des logiciels à reproduire des situations complexes, la section du Calcul des Ouvrages de Géotechnique du LCPC a entrepris une veille technologique pour recenser ces confrontations et évaluer « l'erreur de modèle » (Mestat et al., 2000 ; Mestat, 2001). Même si les modèles numériques sont encore imparfaits vis-à-vis de la complexité de la réalité géotechnique, il est intéressant et utile de tirer des enseignements de ces confrontations autant pour l'ingénieur que pour le chercheur, et de dégager certaines recommandations pour de futures modélisations d'ouvrages (choix de modèles et principes de contrôle des résultats).

Pour recueillir et traiter ces informations, la base de données MOMIS (Modèles numériques d'Ouvrage et Mesures *In Situ*) a été développée. Avant de la décrire et de présenter des exemples d'exploitation statistique, il est nécessaire de rappeler la distinction classique entre les types de prévisions du comportement des ouvrages.

## Prévisions du comportement des ouvrages

### Classification de Lambe

Lambe (1973) a distingué cinq types de calcul prévisionnel en fonction des données disponibles (tableau I) :

➤ une prévision de classe A est réalisée avant la construction de l'ouvrage et est fondée sur les données connues à cette période. Ce type de prévision est aussi appelé « prévision en aveugle ». C'est la

TABLEAU I  
Classement des calculs prévisionnels  
d'après Lambe (1973)

Classe de prévision	Moment de la prévision	Disponibilité des mesures pour les modélisateurs
A	avant l'essai	-
B	pendant l'essai	non connues
B1	pendant l'essai	connues
C	après l'essai	non connues
C1	après l'essai	connues

situation habituelle de l'ingénieur qui doit étudier un projet d'ouvrage ;

➤ une prévision de classe B est effectuée pendant la construction et peut bénéficier des premières mesures réalisées sur l'ouvrage. Si aucun calage n'est opéré, la prévision est dite de classe B. En revanche, si un calage est fait sur les premières mesures, la prévision est de classe B1 ;

➤ une prévision de classe C est calculée après la fin de la construction. Si les mesures ne sont pas utilisées pour un recalage, la prévision est de classe C. Dans le cas contraire, elle est dite de classe C1.

### Prévisions de classe A

En termes de validation et de démonstration de la capacité d'un modèle à prévoir le comportement des ouvrages, les prévisions de classe A sont les plus probantes, mais ce sont aussi les plus rares. Cette rareté s'explique par le coût des expérimentations et surtout leur délai peu conciliables avec les contraintes économiques d'un chantier. Toutefois, la multiplication des grands projets innovants et des travaux en milieu urbain a permis d'instrumenter des ouvrages avec succès. Par ailleurs, depuis une quinzaine d'années, quelques ouvrages-types ont été spécialement construits pour réaliser des expérimentations en vraie grandeur avec le souci de maîtriser les facteurs d'incertitude. Autour de ces expérimentations, des concours de prévisions de classe A sont régulièrement organisés.

Pour les remblais sur sols compressibles, à notre connaissance, seuls quatre concours ont été organisés successivement par le MIT (remblai de Boston, 1975), par la Division of Building Research du Conseil National de la Recherche du Canada (remblai de Gloucester, près d'Ottawa, 1987), par la Direction des Routes de Malaisie (remblai de Muar Flats, 1989) et par la Direction des Routes de Finlande (remblai d'Haarajoki, 1997). De quatre à

treize experts ont à chaque fois effectué des prévisions de comportement à court et à moyen terme. Les comparaisons demandées concernaient l'évolution dans le temps des déplacements et des pressions interstitielles (Lépidas et Magnan, 1990 ; Magnan, 1992 ; Aalto et al., 1998).

### Prévisions de classe B et C

Si les prévisions de classe B sont également intéressantes, elles sont moins démonstratives. Elles gardent cependant tout leur intérêt pour suivre la vie de l'ouvrage et prévoir à court ou long terme son évolution en procédant au besoin à des recalages réguliers.

La publication de prévisions de classe C n'apporte pas grand chose du point de vue « strict » de la validation. Ce sont néanmoins les plus nombreuses, car les plus faciles à gérer dans le cadre de thèses ou d'études *a posteriori*. Leur intérêt réside plutôt dans la démonstration de la capacité des lois de comportement à décrire les phénomènes observés et à rendre compte des mesures. Malgré la possibilité de quelques calages avoués ou non par leurs auteurs, les confrontations de classe C apportent des indications intéressantes sur la démarche de modélisation des ouvrages et sur l'erreur de modèle. Certaines de ces études devraient inspirer l'élaboration des modèles en conditions de projet (maillage, choix des lois de comportement, détermination des paramètres).

### Conception de la base de données MOMIS

L'exploitation d'un document relatant une confrontation calculs par éléments finis – mesures (article, communication, rapport, thèse) consiste à réaliser une fiche synthétique et à renseigner diverses rubriques. Les informations sont ensuite stockées sous une forme informatique appropriée : il s'agit pour l'instant de fichiers créés avec le traitement de texte WORD97 et seules les modélisations concernant les remblais sur sols compressibles (sans drains) ont été considérées. La base de données contient actuellement 84 fiches correspondant à des modélisations de remblais et de digues (prévisions de classe A et B). Ce nombre paraît suffisamment élevé pour proposer une première exploitation des rubriques et donner une vue statistique sur trente ans de modélisations par éléments finis et de confrontations calculs-mesures dans le domaine des ouvrages en terre.

Chaque fiche est liée à une modélisation et rassemble des rubriques qui constituent autant d'étapes dans l'élaboration d'un modèle de calcul. Elles

se rattachent à huit familles dans lesquelles sont reportées les informations suivantes :

- le type d'analyse (condition drainée, condition non drainée, consolidation, dynamique, cyclique) ;
- la nature des terrains rencontrés sur le site (et l'épaisseur de chaque couche) ;
- la technique de construction, les dimensions réelles de l'ouvrage, une description de son environnement (nappe phréatique, ouvrages voisins, etc.) ;
- les lois de comportement pour les terrains naturels et les matériaux de construction (élasticité, élastoplasticité, élasto-visco-plasticité), la méthodologie de détermination des valeurs des paramètres ;
- le modèle de calcul (dimensions, type d'éléments finis, densité du maillage, conditions aux limites, sollicitations, pas de temps, phasage de construction, lois d'interface, etc.) et une figure représentant le maillage ;
- les courbes traduisant la confrontation entre les résultats des calculs et les valeurs mesurées ;
- les conclusions sur la confrontation (écart maximum, erreurs relatives, etc.) ;
- les références bibliographiques des documents analysés.

Pour un même ouvrage expérimental, on peut donc avoir plusieurs fiches, c'est notamment le cas lors de l'organisation d'un concours de prévisions à l'aveugle.

### État actuel et possibilités d'exploitation de MOMIS

La base de données MOMIS comporte des fiches provenant soit de travaux du réseau des LPC, soit d'articles, de communications à des congrès ou de thèses repérés lors de la veille technologique. Les données les plus anciennes remontent à 1972 et se répartissent plus ou moins régulièrement depuis cette date. Les pics de publication correspondent à l'organisation de congrès internationaux sur la Mécanique des Sols (SIMSG\*) ou sur les méthodes numériques appliquées en géotechnique (IACMAG\*\*, NUMOG\*\*\*, NUMGE\*\*\*\*) (fig. 1). Près de 70 % des références ont paru dans

\* SIMSG : Société Internationale de Mécanique des Sols et de la Géotechnique.

\*\* IACMAG : International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics.

\*\*\* NUMOG : Numerical Models in Geomechanics.

\*\*\*\* NUMGE : Numerical Methods in Geotechnical Engineering.

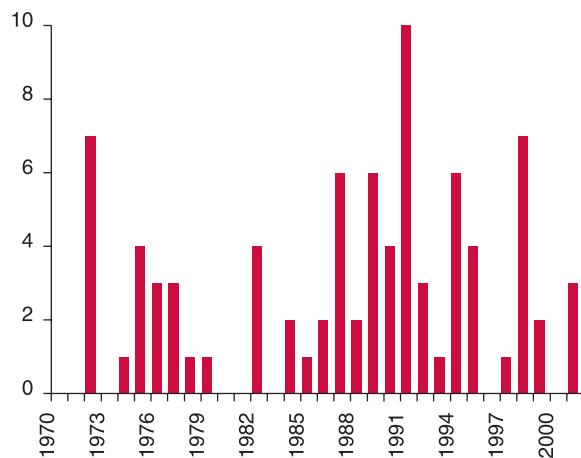


Fig. 1 - Nombre de références en fonction des années pour les remblais et digues.

les actes de ces congrès ; 20 % proviennent d'articles et environ 10 % de rapports ou de thèses.

Le taux de remplissage des fiches doit être minimal pour avoir une valeur lors de l'exploitation. Il faut au moins avoir renseigné les rubriques de modélisation et de confrontation. Certains documents ont été rejetés car ils ne décrivaient pas assez finement le modèle utilisé, le cas étudié ou les conclusions de la confrontation. La grande majorité des modélisations recensées sont des prévisions de classe C.

Une version informatisée sous le logiciel ACCESS est en cours de réalisation en partenariat avec le Laboratoire de Génie Civil de l'École Centrale de Nantes (Mestat et Riou, 1999) ; Mestat et Riou, 2001). Les exploitations statistiques et graphiques seront alors automatisées et les possibilités de recherches plus nombreuses :

- sélection par origine géographique, type d'ouvrages ou d'analyse, nature de terrains, lois de comportement pour les matériaux (sols, bétons, roches), technique de construction simulée, type de paramètres des lois de comportement ;
- mise en évidence de corrélations entre paramètres de calcul ou entre valeurs mesurées (par exemple : déplacement horizontal en fonction du déplacement vertical) ;
- caractéristiques géométriques des modèles d'éléments finis (type d'éléments, 2D ou 3D, symétrie de révolution, nombre de noeuds, extension et densité du maillage, etc.) ;
- ordre de grandeur des valeurs mesurées par type d'ouvrages ou nature des terrains (déplacements, pressions interstitielles, forces et moments dans les structures) ;
- estimation des écarts calculs-mesures par type d'ouvrages et par type de variables (déplacements

verticaux et horizontaux, pressions interstitielles, efforts et moments dans les structures) ;

➤ etc.

En attendant, une exploitation manuelle a permis de dégager d'intéressants enseignements sur près de trente ans de modélisation des remblais sur sols compressibles.

## Analyse des modélisations de remblais sur sols compressibles

### Modèle géométrique

Comme les remblais sont souvent d'une grande longueur par rapport à leur largeur, leur fonctionnement est généralement étudié dans une demi-section transversale (fig. 2). Les modèles tridimensionnels sont très rares. Lorsque les plates-formes sont à base carrée, des modèles équivalents en symétrie de révolution sont élaborés pourvu que les chargements et les terrains respectent également ces conditions.

Les données contenues dans la base MOMIS permettent d'analyser de manière statistique les caractéristiques des maillages utilisés dans les directions verticale et horizontale pour des ouvrages isolés construits sur des couches molles de grande épaisseur (fig. 2). La figure 3 montre la relation constatée entre la hauteur du remblai  $H$  et la profondeur des terrains  $h$ , qui décrit la distance à laquelle les conditions aux limites en déplacements sont imposées. La profondeur  $h$  représente généralement l'épaisseur des couches de sols compressibles et, plus rarement, la distance séparant la surface du substratum naturel. Le rapport  $h/H$  varie entre les valeurs extrêmes 1,4 et 15 ; sa valeur moyenne vaut environ 4. De même, la figure 4 décrit la relation entre la demi-largeur de la base du remblai  $L_b$  et la longueur maximale du modèle  $L_m$  pour représenter des conditions aux

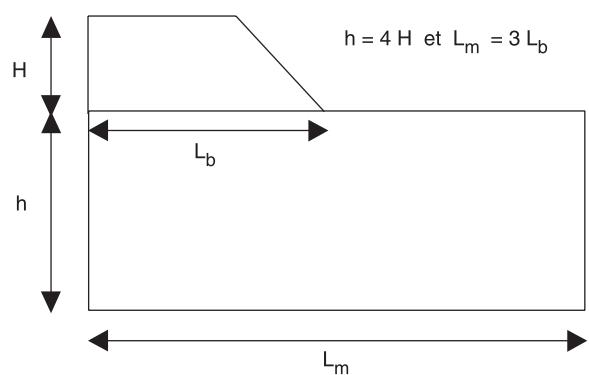


Fig. 2 - Dimensions caractéristiques d'un modèle de remblai en section transversale.

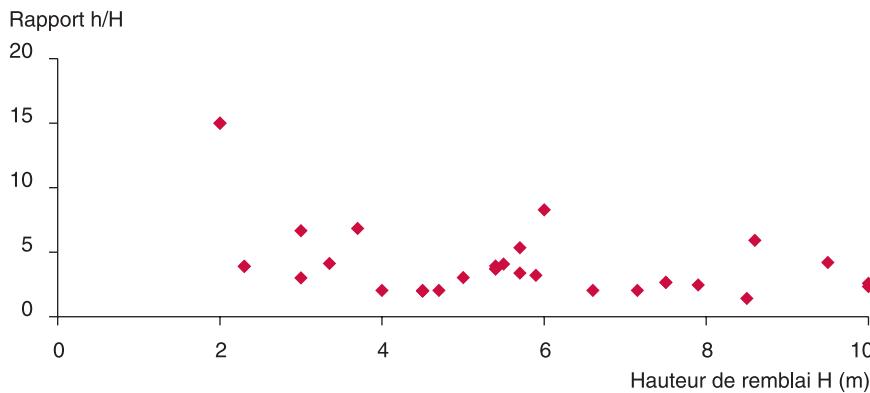


Fig. 3 - Rapport  $h/H$  en fonction de la hauteur du remblai (extraits de MOMIS).

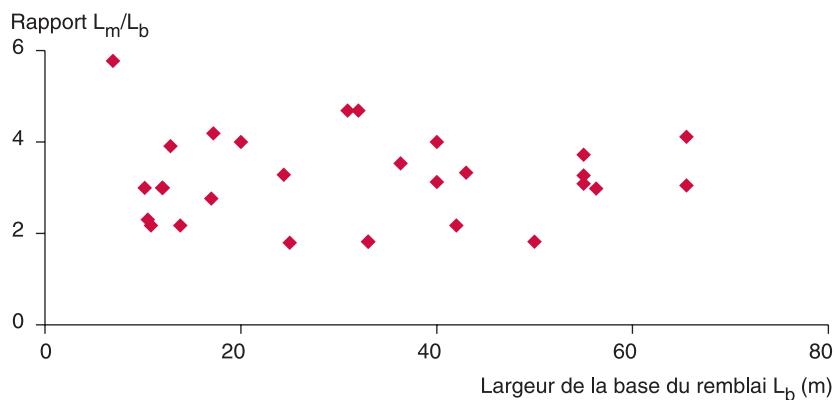


Fig. 4 - Rapport  $L_m/L_b$  en fonction de la demi-largeur de la base du remblai (extraits de MOMIS).

limites à l'infini. Le rapport  $L_m/L_b$  est compris entre 1,8 et 5,8, avec une valeur moyenne autour de 3.

Pour les modélisations qui n'ont pas à tenir compte de la présence d'un substratum proche de la surface, d'obstacles ou d'autres interactions, cette analyse justifie les recommandations minimales conseillées pour les modèles d'ouvrages en terre et énoncées dans des publications récentes (Mestat, 1997 ; Mestat et al., 1999) :

$$h = 4 H \text{ et } L_m = 3 L_b$$

L'augmentation de la puissance des ordinateurs a entraîné celle du nombre de nœuds considérés dans les maillages au cours des années (fig. 5). Mais cette augmentation n'est pas aussi importante qu'on pourrait le croire ; en effet, si la rapidité des calculs est une chose acquise, elle ne profite pas seulement à la finesse du maillage : le nombre de pas de temps et la complexité des lois de comportement des sols ont pris une large part de ces temps de calcul. Le nombre de nœuds pour les modèles récents reste ainsi limité à une valeur d'environ 1 500 pour un maillage bidimensionnel de remblai en section transversale (et symétrique par rapport à son axe). La très grande majorité des analyses ont été effectuées en déformation plane.

Il est très difficile de décrire avec précision la densité des maillages, car les auteurs commentent peu

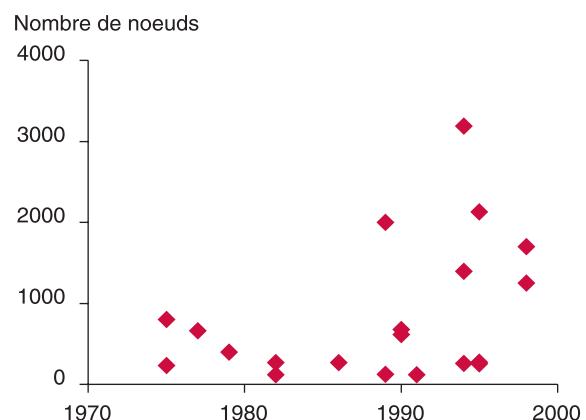


Fig. 5 - Évolution du nombre de nœuds dans les modélisations de remblai (extraits de MOMIS).

les choix qui président à la réalisation de la discrétilisation géométrique. De plus, dans les publications, les maillages sont représentés à des échelles très réduites, ce qui ne permet pas d'estimer la taille des éléments les plus petits. Même lorsque l'on dispose d'un mémoire de thèse, les indications sont fréquemment insuffisantes.

### Type d'analyse et lois de comportement

#### Type d'analyse pour les remblais

Certains remblais expérimentaux ont été construits jusqu'à atteindre leur rupture ; d'autres ont

été suivis sur une longue période de temps. Les comparaisons calculs-mesures ont été effectuées soit à la fin de la construction du remblai, soit à long terme (celui-ci correspondant à une période de mesures comprise entre 250 et 2 200 jours, selon la hauteur du remblai et les propriétés des sols compressibles).

Pour la modélisation numérique par éléments finis, trois types d'analyse ont été menés :

- en condition non drainée (20 %),
- en condition drainée (13 %),
- avec prise en compte de la consolidation (67 %).

D'un point de vue historique, les deux premières analyses sont les plus anciennes. En effet, les calculs de consolidation en comportement non linéaire n'étaient pas possibles avant l'apparition d'ordinateurs rapides, au début des années 1980.

#### ***Lois de comportement pour les sols compressibles***

La très grande majorité des remblais étudiés ont été construits sur des terrains compressibles, voire très compressibles. Les modèles rhéologiques employés pour décrire le comportement de tels sols sont des lois :

- élastiques linéaires ou non linéaires (11,5 %),
- élastoplastiques sans écrouissage (12,5 %),
- élastoplastiques avec écrouissage (49 %),
- élasto-visco-plastiques (27 %).

Les lois les plus employées sont celles qui ont été développées à partir des travaux expérimentaux et théoriques menés à l'Université de Cambridge. Le modèle Cam-Clay modifié a été ainsi le plus utilisé parmi tous les autres modèles (35 % de toutes les références et 67 % de toutes les lois élastoplastiques avec écrouissage citées dans les références).

Depuis une dizaine d'années, la tendance est à l'emploi de modèles élasto-plastiques couplés avec des lois de fluage plus ou moins empiriques. L'anisotropie est également un phénomène pris en compte par les modèles les plus récents.

#### ***Modélisation du remblai***

L'effet du remblai peut être représenté dans les modèles d'éléments finis de deux façons différentes :

- soit en appliquant une pression trapézoïdale à la surface du terrain naturel (30 %) ;
- soit en représentant le remblai par des éléments finis, un poids volumique et une loi de comportement (70 %). Le maillage correspondant au

remblai peut être activé en une seule fois ou selon un phasage de travaux en plusieurs couches successives. C'est le cas le plus fréquent dans les modèles récents.

Lorsque le remblai est décrit par des éléments finis, la loi de comportement utilisée le plus couramment est l'élasticité linéaire isotope (55 %), suivie par l'élastoplasticité parfaite (36 %) et l'élasticité non linéaire (9 %). Ce type de rhéologie simple provient du peu d'informations sur les matériaux et sur leur mode de mise en place (effet d'un compactage, d'une non saturation, etc.). Pour des remblais sableux ou graveleux, la compilation des références montre que le module d'Young des matériaux granulaires employés varie entre 5 et 50 MPa et que le coefficient de Poisson est compris entre 0,3 et 0,4.

#### ***Logiciels utilisés pour les calculs par éléments finis***

La plupart des modélisations de remblais décrites dans la base MOMIS ont été réalisées avec des logiciels du commerce. Le plus populaire est sans conteste le logiciel SAGE-CRISP (25 %) ; derrière viennent les logiciels DACSAR (13,5 %), ROSALIE-LCPC et CESAR-LCPC (13,5 %), PLAXIS (9,5 %), ABAQUS (6 %) et AFENA (6 %). La figure 6 indique le nombre de références liées à chaque logiciel. Les logiciels FEECON et NFAP sont des logiciels relativement anciens qui ne semblent plus employés aujourd'hui.

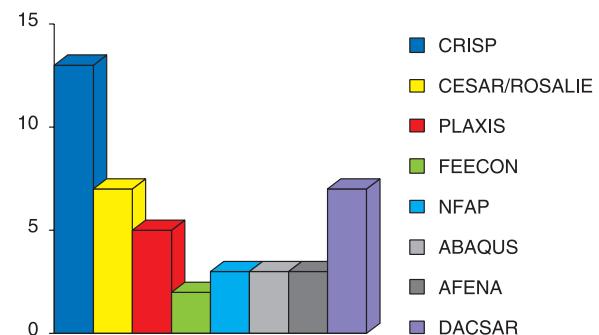


Fig. 6 - Citations des logiciels de calcul par éléments finis dans les références de la base de données MOMIS. Les références liées à CESAR-LCPC et ROSALIE-LCPC ont été cumulées.

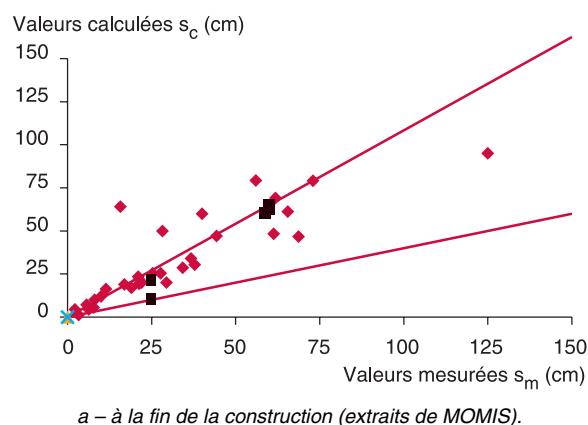
#### ***Confrontation calculs-mesures pour les ouvrages en terre***

##### **Prévisions de classe A et C**

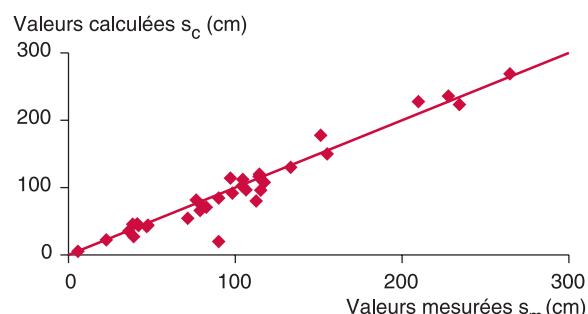
Les références concernant les prévisions de classe A sont rares, car celles-ci sont très délicates à organiser. En effet, les calculs avec des lois de

comportement avancées pour le sol (élastoplasticité avec écrouissage) sont difficiles à réaliser car les types d'essais de laboratoire et *in situ* ne sont pas toujours ceux souhaités et leur nombre peut être insuffisant pour déterminer avec précision l'ensemble des paramètres. Les résultats obtenus peuvent donc être aléatoires à cause du manque de données. Néanmoins, le concours de prévisions organisé pour le remblai de Muar Flats a permis de quantifier le rapport calculs/mesures pour les tassements, les surpressions interstitielles et les déplacements latéraux. Les résultats sont représentés par des carrés noirs sur les figures 7a, 8 et 9a.

La plupart des prévisions de classe C ont conduit à des résultats relativement satisfaisants pour les déplacements verticaux en surface dans l'axe du remblai. À la fin de la construction, les points correspondant aux calculs et aux mesures sont majoritairement situés dans les limites définies par les résultats des prévisions de classe A (fig. 7a). Pour le long terme, on ne dispose pas de résultats de classe A. On constate néanmoins que les points de calculs et de mesures ne sont pas trop éloignés de la bissectrice (fig. 7b). Les meilleures modélisations sont obtenues à l'aide de lois élastoplastiques avec écrouissage, même si quelques calages (avoués ou non par leurs auteurs) ont pu être



a – à la fin de la construction (extraits de MOMIS).



b – à long terme (extraits de MOMIS).  
La ligne droite représente la bissectrice.

Fig. 7 - Comparaison entre les tassements calculés  $s_c$  et mesurés  $s_m$  dans l'axe des remblais.

effectués. Dans certains cas, l'usage de l'élastoviscoplasticité a été nécessaire pour rendre compte de l'amplitude des mouvements observés.

La qualité des prévisions concernant l'évolution des surpressions interstitielles dans l'axe du remblai est également acceptable, même si les incertitudes sur la détermination des paramètres hydrauliques sont parfois importantes. La figure 8 compare les surpressions maximales calculées dans l'axe des remblais à la fin de la construction. En revanche, les prévisions sur les déplacements latéraux maximaux en pied de remblai sont globalement insatisfaisantes ; les valeurs calculées surestiment généralement les mesures, que ce soit à la fin de la construction ou à long terme (fig. 9a et 9b).

Les tableaux II et III regroupent les données quantitatives et qualitatives extraites de la base

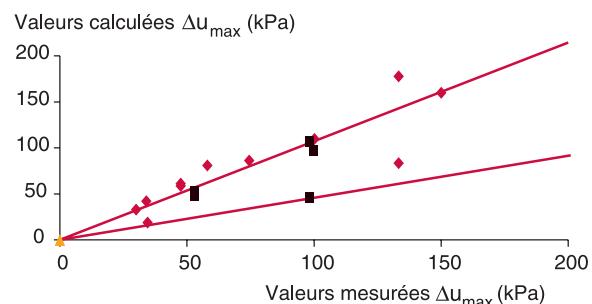
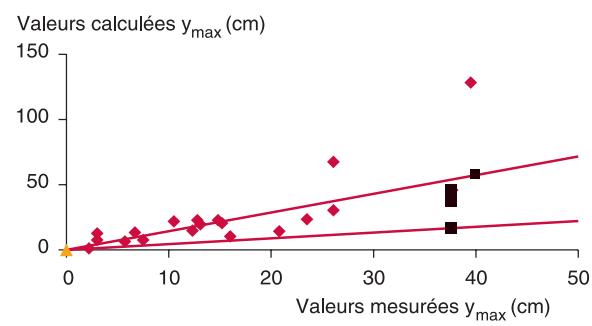
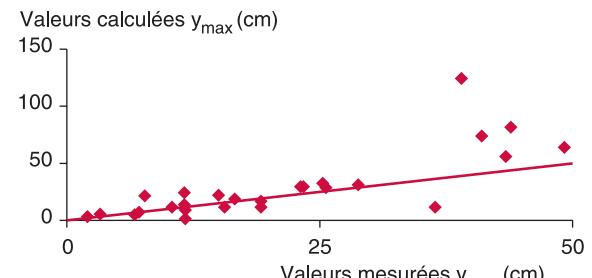


Fig. 8 - Comparaison entre les surpressions interstitielles maximales  $\Delta u_{\max}$  calculées et mesurées dans l'axe des remblais à la fin de la construction (extraits de MOMIS).



a – à la fin de la construction (extraits de MOMIS).



b – à long terme (extraits de MOMIS).  
La ligne droite représente la « bissectrice » dans ce diagramme.

Fig. 9 - Comparaison entre les déplacements latéraux maximaux  $y_{\max}$  calculés et mesurés en pied de remblai.

**TABLEAU II**  
**Modélisation des remblais sur sols compressibles. Comparaison des tassements au centre, des déplacements horizontaux maximaux en pied de remblai et des surpressions interstitielles maximales au centre calculés et mesurés à la fin de la construction**

Référence	Site	Terrain	Type prévi.	$T_c$ ( $\bar{t}$ )*	H (m)	$S_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$S_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	$\Delta u_{\max}^{\text{exp}}$ (kPa)	$\Delta u_{\max}^{\text{EF}}$ (kPa)	Ana-lyse**	Modèle***	
Höeg (1972)	—	—	C	—	—	6,32	4,41	—	—	—	—	—	EP-U	von Mises
Raymond (1972)	New Liskeard (Canada)	Argiles, limons	C	30	—	21,3	21,8	—	—	—	—	—	ENL-U	Ébiliénaire
Wroth et Simpson (1972)	King's Lynn (UK)	Argiles molles, tourbes	C	20	4,5	29,4	20	—	—	—	—	—	EP-U	Cam-Clay modifié
Vogien (1975)	Cubzac A (France)	Argiles molles	C	8	3,5	11,29	10,3	7,5	7,62	—	—	—	EP-U	Tresca anisotrope
				—	4,5	19	17	—	—	—	—	—		
Davis et Poulos (1975)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	—	12	37,8	30,5	—	—	—	—	—	CEP	Tresca
Stille et al. (1976)	Kalix (Suède)	Argile molle organique	C	9	2,4	26,5	29,6	15,2	20,53	—	—	—	ENL-U	Anisotropie
				9	2,5	68,7	46,7	—	—	—	—	—		
Thoms et al. (1976)	Houma (Louisiane, E-U)	Sols mous	C	—	1,53	11,4	16,3	—	—	—	—	—	ENL-U	+ loi de fluege
Nakai et al. (1982)	Okayama (Japon)	Sables lâches, limons	C	—	7,5	25,3	25,5	5,71	6,43	—	—	—	CEP	Matsuoka-Nakai
Magnan et al. (1982)	Cubzac A (France)	Argiles molles	C	—	3,5	—	7,75	—	10,8	58	81	CEP	Mélanie	
				—	4,5	21,3	19,4	14,8	22,7	—	—	—	CEP	Mélanie
Magnan et al. (1982)	Cubzac B (France)	Argiles molles	C	—	2,3	8	10	3,0	7,7	47,5	58,5	CEP	Mélanie	
Magnan et al. (1982)	Cubzac B (France)	Argiles molles	C	—	2,3	8	10	3,0	12,6	47,5	61	CEP	Cam-Clay modifié	
Almeida et al. (1982)	Rio de Janeiro (Brésil)	Argiles molles, sables	C	25	2,8	28,2	50	12,8	22,8	—	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Redman et Poulos (1984)	Atchafalaya (Louisiane)	Argiles molles, tourbes	C	—	—	2,2	4,4	13,1	19,7	—	—	—	VP-U	Mohr-Coulomb
Redman et Poulos (1984)	Boston (E-U) rb SI-3	Argiles	C	—	—	—	—	20,8	14,4	—	—	—	VP-U	Mohr-Coulomb
Redman et Poulos (1984)	Boston (E-U) rb SI-2	Argiles	C	—	—	—	—	16	10,4	—	—	—	VP-U	Mohr-Coulomb
Babchia et Magnan (1986)	Cubzac A (France)	Argiles molles	C	8	4,5	27,7	25,4	12,3	14,8	74,5	86,1	CEP	Mélanie	
McCarron et Chen (1987)	Boston (E-U)	Argiles, sables	C	56	10,9	21	23,4	—	—	—	—	—	EP-U	Cap model
McCarron et Chen (1987)	Boston (E-U) rb MIT	Argiles	C	—	9,5	—	—	26,1	67,4	—	—	—	CEP	Cap model (1)
McCarron et Chen (1987)	Boston (E-U) rb MIT	Argiles	C	—	9,5	—	—	26,1	30,4	—	—	—	CEP	Cap model (2)
McCarron et Chen (1987)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	—	5,7	5,64	7,1	2,2	1,2	—	—	—	EP-U	Cap model
Nakai et Matsuoka (1987)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	—	10	61,3	48,4	6,7	13,3	—	—	—	CEP	Ecrouissage
Shoji et al. (1988)	Portsmouth (E-U)	Argiles molles, sables	C	—	6,6	15,7	64	—	—	—	—	—	CEVP	Sekiguchi et ohta
Ohta et Iizuka (1988)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	120	10	56	79,3	—	—	150	160	CEVP	—	
Balasubramaniam et al. (1989)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	A	—	5	60	65	37,7	35,9	98,8	45,3	EP-U	Cam-Clay modifié	
Magnan et Kattan (1989)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	A	—	5	60	62,3	37,7	44,1	98,8	105,9	CEP	Mélanie	
Nakase et Takemura (1989a)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	A	—	3	25	10	37,7	45,2	53,4	51,8	CEVP	Sekiguchi et Ohta	
Nakase et Takemura (1989b)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	C	—	4	40	60	37,7	45,9	—	—	—	CEVP	Sekiguchi et Ohta

TABLEAU II (suite)

Poulos et al. (1989)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	A	—	3	25	21,2	37,7	16,6	53,4	47,1	CEP	Mohr-Coulomb
Lépidas et Magnan (1990)	Cubzac C (France)	Argiles molles	C	6	3	22	20	—	—	58,05	—	CEP	Mélanie
Oka et al. (1991)	Saint Alban (Canada)	Argiles, limons, sables	C	15	3,35	7,8	5,5	—	—	—	—	CEVP	Adachi et Oka
Vepsäläinen et al. (1991)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	3	2	3,3	1,3	—	—	33,1	—	CEP	Cam-Clay modifié
Indraratna et al. (1992)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles, limons	A	—	5,5	59	60	40	57,4	100	96,7	CEP	Cam-Clay modifié
Koehorst et al. (1992)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	5	2	—	—	—	—	34	42	CEP	Cam-Clay modifié
Chai et al. (1994)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles, limons	C	—	5,4	65,5	61,3	—	—	100,1	109,6	CEP	Cam-Clay modifié
Colleselli et Cortellazzo (1994a)	Sermide (Italie)	Sols mous (argile, sable)	C	75	8,6	36,7	34	—	—	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Ladd et al. (1994)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	540	12,2	34,3	28,6	—	—	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Colleselli et Cortellazzo (1994b)	Volta Vaccari (Italie)	Argiles, sables, limons	C	400	6	44,3	47	—	—	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Mimura et Teunissen (1995)	Rotterdam (Pays-Bas)	Argiles molles, tourbes	C	540	7,15	—	—	39,5	128,4	—	—	CEVP	Sekiguchi
Sakajo et Kamei (1995)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	100	10	—	—	—	—	133,3	177,8	CEP	Sekiguchi et Ohta
Brugger et al. (1998)	Sergipe (Brésil)	Argiles, sables	C	800	15,3	73	79,2	23,5	23,4	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Aalto et al. (1998)	Haarajoki (Finlande) rb S1	Argiles, limons	C	60	2,9	16,9	18,9	—	—	34,5	18,9	CEP	Cam-Clay modifié
Nääätänen et al. (1998)	Haarajoki (Finlande) rb S1	Argiles, limons	C	60	2,9	—	—	—	—	30	33	CEP	Cam-Clay modifié
The et al. (1998)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	3	2	10	12	—	—	—	—	CEVP	Extension Cam-Clay
Hayashi et al. (1998)	Hokkaido (Japon)	Argiles, tourbes, sables	C	110	4,7	125	95	10,5	21,9	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Herle et al. (1999)	Louny (rép. Tchèque)	Argiles, limons, sables	C	—	5	—	—	—	—	—	—	CEVP	Extension CamClay
Sun et al. (2001)	Kanda (Japon)	Argiles, sables	C	120	10	61,8	69,1	—	—	133,3	83,3	CEP	Sekiguchi et Ohta

\*  $T_c$  : durée de la construction.

\*\* D : calcul drainé ; U : calcul non drainé ; UV : calcul non drainé couplé avec une loi viscoplastique ; ENL : élasticité non linéaire ; EP : élastoplasticité ; VP : viscoplasticité ; CE : consolidation élastique ; CEP : consolidation élastoplastique ; CVP : consolidation viscoplastique ; CEVP : consolidation élasto-viscoplastique.

\*\*\* Loi de comportement utilisée pour les sols compressibles.

(1) et (2) Modélisations réalisées avec des valeurs de paramètres différentes.

TABLEAU III  
**Modélisation des remblais sur sols compressibles.**  
**Comparaison des tassements au centre et déplacements horizontaux**  
**en pied de remblai calculés et mesurés à long terme**

Référence	Site	Terrain	Type prévi.	$T_c$ (j)*	H (m)	$S_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$S_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	Analyse**	Modèle***
Wroth et Simpson (1972)	King's Lynn (U-K)	Argiles molles, tourbes	C	700	4,5	80	73,5	16,6	18,7	EP-D	Cam-Clay modifié
Shibata et al. (1976)	Okayama (Japon)	Sables lâches, limons	C	—	7,5	38,4	45,6	6,7	5,0	ENL-D	E non linéaire
Dang et Magnan (1977)	Cubzac B (France)	Argiles molles	C	611	2,3	—	—	10,4	11,7	EP-D	Cam-Clay modifié
Nakai et al. (1982)	Okayama (Japon)	Sables lâches, limons	C	215	7,5	46,9	42,2	7,14	7,15	CEP	Matsuoka et Nakai
Magnan et al. (1982)	Cubzac B (France)	Argiles molles	C	1040	2,3	65,8	52,3	11,6	13,7	CEP	Mélanie
				1040	2,3	65,8	59	11,6	24,4	CEP	Cam-Clay modifié
				2000	2,3	79	66	—	—	CEP	Mélanie

TABLEAU III (suite)  
**Modélisation des remblais sur sols compressibles.**  
**Comparaison des tassements au centre et déplacements horizontaux**  
**en pied de remblai calculés et mesurés à long terme**

Référence	Site	Terrain	Type prévi.	$T_c$ (j)*	H (m)	$S_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$S_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{exp}}$ (cm)	$\delta_{\max}^{\text{EF}}$ (cm)	Analyse**	Modèle***
Redman et Poulos (1984)	Atchafalaya (Louisiane, E-U)	Argiles molles, tourbes	C	540	—	82,6	70,7	—	—	VP-U	Mohr-Coulomb + fluage
				1800	—	—	—	49,2	63,9	VP-U	
Redman et Poulos (1984)	Boston (E-U) rb SI3	Argiles	C	2000	12	115,3	96,1	28,8	31,2	VP-U	Mohr-Coulomb + fluage
Kavazanjian <i>et al.</i> (1985)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	2200	—	112,5	80	—	—	CEVP	Extension Cam-Clay
Nakai et Matsuoka (1987)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	200	10	117,4	107,6	7,7	21,5	CEP	Ecrouissage
Ohta et Iizuka (1988)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	300	10	114,3	116,7	—	—	CEVP	—
Ali et Mohamad (1989)	Muar Flats (Malaisie)	Argiles molles	C	520	5,4	97,1	114	23,1	29,4	CEP	Cam-Clay modifié
Borja <i>et al.</i> (1990)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles, sols mous	C	2120	8,84	106,5	96,8	36,4	11,6	CEP	Cam-Clay modifié
Ali et Hashim (1991)	Ouest de la Malaisie	Argiles molles	C	250	3	76,5	81,6	23,4	29,5	CEP	Cam-Clay modifié
Ohta <i>et al.</i> (1991)	Kitakata (Japon) rb P1	Argiles, limons, graves	C	370	8,5	209,8	227,7	41	73,8	CEVP	Sekiguchi et Ohta
Ohta <i>et al.</i> (1991)	Kitakata (Japon) rb P2	Argiles, limons, graves	C	380	8,5	264,7	269,1	43,9	81,6	CEVP	Sekiguchi et Ohta
Ohta <i>et al.</i> (1991)	Kitakata (Japon) rb P3	Argiles, limons, graves	C	450	8,5	234,4	223,2	43,4	55,9	CEVP	Sekiguchi et Ohta
Ohta <i>et al.</i> (1991)	Kitakata (Japon) rb P4	Argiles, limons, graves	C	330	7	151,1	177,8	25,6	28,7	CEVP	Sekiguchi et Ohta
Ohta <i>et al.</i> (1991)	Kitakata (Japon) rb P6	Argiles, limons, graves	C	410	7,7	133,3	130	25,3	32,6	CEVP	Sekiguchi et Ohta
Vepsäläinen <i>et al.</i> (1991)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	500	2	39	27,3	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Vepsäläinen <i>et al.</i> (1991)	Paimio (Finlande)	Argiles molles	C	300	1,85	5,67	5,2	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Koehorst <i>et al.</i> (1992)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	500	2	41,9	43,8	—	—	CVP	Cam-Clay modifié
Colleselli et Cortellazzo (1994a)	Sermide (Italie)	Sols mous	C	300	8,6	47,7	44,4	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Ladd <i>et al.</i> (1994)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	2160	12,2	71,4	54,3	15,6	11,6	CEP	Cam-Clay modifié
Colleselli et Cortellazzo (1994b)	Volta Vaccari (Italie)	Argiles, sables, limons	C	1550	6	104,4	112,2	15	22	CEP	Cam-Clay modifié
Mimura et Teunissen (1995)	Rotterdam (Pays-Bas)	Argiles molles, tourbes	C	1000	7,15	227,8	236,1	39	124,4	CEVP	Sekiguchi
Sakajo et Kamei (1995)	Kanda (Japon)	Argiles molles, sables	C	350	10	116,3	110,2	—	—	CEP	Sekiguchi et Ohta
Brugger <i>et al.</i> (1998)	Sergipe (Brésil)	Argiles	C	1350	15,25	104,1	102,5	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Hinchberger et Rowe (1998)	Gloucester (Canada)	Sols mous	C	1500	5,70	36,2	35,5	2,05	3,18	CEVP	Cap model + fluage
Aalto <i>et al.</i> (1998)	Haarajoki (Finlande) S1	Argiles, limons	C	300	2,9	22,7	22,3	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Nääätänen <i>et al.</i> (1998)	Haarajoki (Finlande) S1	Argiles, limons	C	270	2,9	22	—	3,3	5,6	CEP	Cam-Clay modifié
The <i>et al.</i> (1998)	Vaasa (Finlande)	Argiles molles	C	500	2	41,2	46,3	—	—	CEVP	Extension Cam-Clay
Mitachi et Fukuda (1998)	Sapporo (Japon)	Argiles, limons, tourbes	C	175	2	98,3	91,7	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Hayashi <i>et al.</i> (1998)	Hokkaido (Japon)	Argiles molles, tourbes	C	280	4,7	155	150	—	—	CEP	Cam-Clay modifié
Sun <i>et al.</i> (2001)	Kanda (Japon)	Argiles, sables	C	300	10	114,5	120	—	—	CEP	Sekiguchi et Ohta (+ Anisotropie)
Neher <i>et al.</i> (2001)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	2000	11	75	69	19,2	16,7	CEVP	Soft Soil Creep model
Neher <i>et al.</i> (2001)	Boston (E-U) rb I-95	Argiles	C	2000	11	75	48	19,2	11,7	CEP	Soft Soil model
Neher <i>et al.</i> (2001)	Ska Edeby (Suède)	Argiles molles	C	20 ans	1,5	90	84,4	11,7	9,17	CEVP	Soft Soil Creep model
Neher <i>et al.</i> (2001)	Ska Edeby (Suède)	Argiles molles	C	20 ans	1,5	90	19,7	11,7	1,4	CEP	Soft Soil model

\*  $T_c$  : durée de la comparaison calculs-mesures.

\*\* D : calcul drainé ; U : calcul non drainé ; UV : calcul non drainé couplé avec une loi viscoplastique ; ENL : élasticité non linéaire ; EP : élastoplasticité ; VP : viscoplasticité ; CE : consolidation élastique ; CEP : consolidation élastoplastique ; CVP : consolidation viscoplastique ; CEVP : consolidation élasto-viscoplastique.

\*\*\* Loi de comportement utilisée pour les sols compressibles.

MOMIS et discutées dans cet article. Les déplacements et pressions interstitielles ont été estimés à partir des courbes fournies dans les publications de référence. Rares sont les valeurs numériques récupérées directement dans des tableaux ou dans les textes.

### Estimation de l'erreur de modèle

L'analyse des résultats des modélisations par éléments finis et leur comparaison avec des mesures *in situ* permettent de quantifier l'erreur de modèle commise au cours des calculs. Cette erreur de modèle doit être comprise comme la « somme » des erreurs liées au logiciel, à son utilisation, à la méthode de calcul approchée et à la manière d'obtenir les paramètres de calcul. Les prévisions de classe A sont évidemment les plus pertinentes pour ce genre d'estimation. Malheureusement, elles sont peu nombreuses et on ne peut que souhaiter les voir se développer au cours des prochaines années. Aussi pour estimer l'erreur de modèle, on a considéré l'ensemble des références qui ont été rassemblées dans la base de données MOMIS. Pour chaque variable analysée, l'erreur relative est définie comme la différence entre la valeur calculée et la valeur mesurée, rapportée à la valeur mesurée.

Pour une large proportion des modélisations réalisées (environ 67 %), l'erreur relative sur les tassements en fin de construction est inférieure à 25 % (fig. 7a). Pour les tassements à long terme, 90 % des références présentent une erreur relative inférieure à 25 % et l'erreur maximale atteint 80 % (fig. 7b). Les tassements à long terme sont donc généralement mieux décrits que les tassements en fin de construction. Les modèles prenant en compte l'élastoplasticité avec écrouissage ou l'élasto-viscoplasticité conduisent généralement aux erreurs relatives les plus faibles.

À la fin de la construction, l'erreur relative estimée sur les surpressions interstitielles maximales dans l'axe du remblai est un peu plus importante. 62 % des prévisions conduisent à une erreur inférieure à 25 %. Il est délicat de conclure car les données disponibles sur les pressions interstitielles sont peu nombreuses par rapport aux mesures de tassements.

Enfin, pour les déplacements latéraux maximum en pied de remblai, l'erreur relative à la fin de la construction est plus élevée. Elle est en moyenne de l'ordre de 60 % avec des erreurs culminant à plus de 250 %. Seulement 37 % des modélisations fournissent une erreur relative inférieure à 25 %. Pour le long terme, la proportion tombe à 31 %.

D'une manière générale, les modèles n'arrivent pas encore à décrire de manière satisfaisante les déplacements latéraux et les surestiment fréquemment.

Les analyses précédentes ont considéré les erreurs relatives sur les variables de manière indépendante. Or un « bon modèle » doit être capable de prévoir simultanément tous les aspects importants de la réponse d'un ouvrage et de son environnement aux sollicitations qui lui sont imposées. L'estimation de l'erreur de modèle doit donc tenir compte de l'ensemble des variables (déplacements et pressions interstitielles). Les tableaux II et III montrent les références qui permettent cette approche. Pour une comparaison calculs-mesures à la fin de la construction, 70 % des modélisations analysées présentent une « erreur cumulée\* » inférieure à 100 %. Pour une comparaison à long terme, 83 % des modélisations fournissent une erreur cumulée inférieure à 100 %, et seulement 65 % une erreur cumulée inférieure à 50 %.

### Conclusions

La section du Calcul des Ouvrages de Géotechnique du LCPC mène depuis plusieurs années une action de « veille technologique » dans le domaine de la confrontation des résultats de modèles d'éléments finis avec des mesures réalisées sur des ouvrages réels. De nombreux articles, communications à des congrès et rapports ont été recueillis. Les efforts accomplis par leurs auteurs pour réaliser des calculs prévisionnels (de classe A ou C) les ont conduit à :

- réfléchir sur le mode de fonctionnement des ouvrages et de leur environnement (sols, interaction sol-structures, pression interstitielle, fluage, etc.) ;
- savoir simplifier à bon escient, choisir de bonnes hypothèses de calcul, déterminer les valeurs des paramètres de calcul et bien utiliser les moyens informatiques et théoriques actuels.

L'objectif principal de la veille technologique est donc de conserver la mémoire de ces modélisations et des comparaisons avec les mesures *in situ*, d'en tirer des leçons pour la pratique de la modélisation en géotechnique, de fournir des ordres de grandeur des résultats de calculs et de quantifier l'erreur de modèle.

\* L'erreur cumulée est la somme des valeurs absolues des erreurs relatives sur les tassements, les déplacements latéraux et les surpressions interstitielles.

Les informations extraites de l'analyse bibliographique ont été regroupées dans une base de données appelée MOMIS. Celle-ci contient des références de calcul et de mesures publiées au cours des trente dernières années : 84 fiches concernent les remblais et digues sur sols compressibles. L'exploitation est aujourd'hui effectuée « manuellement » sous le logiciel WORD97, mais une version informatisée est en cours de réalisation (avec le logiciel ACCESS). La synthèse des fiches a permis de dégager quelques règles générales de modélisation (comme par exemple pour les dimensions des maillages) et certaines conclusions intéressantes comme :

- les lois élastoplastiques avec écrouissage sont aujourd'hui le plus fréquemment employées pour représenter le comportement des sols compressibles ;
- l'erreur de modèle est globalement inférieure à 50 % pour les prévisions de tassement à la fin de la construction des remblais et inférieure à 25 % pour le long terme ;
- l'erreur de modèle reste très importante pour les déplacements latéraux, avec un nombre non négligeable d'erreurs relatives supérieures à 80 % ;
- l'« erreur de modèle cumulée » est en moyenne de l'ordre de 75 % à la fin de la construction et de 60 % à long terme. Ces pourcentages

élevées sont fréquemment dus à la mauvaise simulation des déplacements latéraux.

La base de données MOMIS est seulement au début de son développement. D'autres aspects concernant les remblais pourront bientôt être analysés comme la détermination des paramètres de calcul (essais de laboratoire ou *in situ*, correction des valeurs obtenues en laboratoire) ou des études plus détaillées par nature de sol.

Les autres perspectives pour la base MOMIS concernent l'introduction de confrontations calculs-mesures pour les ouvrages souterrains, les ouvrages de soutènement et les massifs de sols renforcés. Beaucoup de références ont déjà été récoltées, il reste à les analyser et à en extraire les informations utiles. Dans l'avenir, on peut d'ores et déjà estimer que la base de données MOMIS devrait s'accroître d'une vingtaine de nouvelles fiches chaque année et ceci pour tout type d'ouvrage confondu. En effet, il convient de poursuivre ces travaux de confrontations calculs-mesures et de réaliser de nouvelles expérimentations en vraie grandeur. La communauté scientifique a besoin de connaître le degré de réalisme des modèles qu'elle propose pour les perfectionner ou les faire évoluer et pour définir des méthodologies de modélisation propres à chaque type d'ouvrage.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AALTO A., REKONEN R., LOJANDER M. (1998), The calculations on Haarajoki test embankment with the finite element program PLAXIS 6.31. *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems – NUMGE98*, Cividini (ed), Springer, pp. 37-46.
- ALI F.H., MOHAMAD R. (1989), Critical state parametric study on control embankment. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 30.1-30.5.
- ALI F.H., Hashim R. (1991), A road embankment on soft clay : field behaviour and prediction. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer et al. (eds), Balkema, pp. 943-948.
- ALMEIDA M.S.S., RAMALHO-ORTIGAO (1982), Performance and finite element analyses of a trial embankment on soft clay. *Int Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Zurich, 13-17 septembre 1982, Balkema, pp. 548-558.
- BABCHIA M.Z., MAGNAN J.-P. (1986), *Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC, n° 140, 126 pages.
- BALASUBRAMANIAM A.S., PHIEN-WEJ N., INDRARATNA B., BERGADO D.T. (1989), Predicted behaviour of a test embankment on Malaysian marine clay. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 1.1-1.8.
- BORJA R.I., HSIEH H.S., KAVAZANJIAN E. (1990), Double-yield-surface model. II : implementation and verification. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 116, n° 9, pp. 1402-1421.
- BRUGGER P.J., DE SOUZA SOARES DE ALMEIDA M., SANDRONI S.S., LACERDA W.A. (1998), Numerical analysis of the breakwater construction of Sergipe Harbour, Brazil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, pp. 1018-1031.
- CHAI J.C., SAKAJO S., MIURA N. (1994), Stability analysis of embankment on soft ground (a case study). *Soils and Foundations*, vol. 34, n° 2, pp. 107-114.
- COLLESELLI F., CORTELLAZZO G. (1994a), Boundary conditions in the behaviour of large embankments. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Smith (ed), Balkema, pp. 333-339.

- COLLESELLI F., CORTELLAZZO G. (1994b), Foundation behaviour of a levee in the Po Delta. *Prediction versus Performance in Geotechnical Engineering*, Balasubramaniam et al. (eds), Balkema, pp. 15-20.
- DANG M.T., MAGNAN J.-P. (1977), *Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous (Cubzac-les-Ponts)*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC, n° 74, 102 pages.
- DAVIS E.H., POULOS H.G. (1975), Predicted and measured behaviour of an embankment on Boston blue clay. *Australian Geomechanics Journal*, pp. 1-9.
- DUNCAN J.M. (1994), The role of advanced constitutive relations in practical applications. *14th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, vol. 5, pp. 31-48.
- GENS A. (1995), General report : prediction, performance and design. *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya et al. (eds), Balkema, vol. 2, pp. 1233-1256.
- HAYASHI H., NISHIKAWA J., YAMAGUCHI S., MITACHI T., FUKUDA F. (1998), Finite element analysis of peaty ground using a Cam Clay model. *Problematic Soils*, Yanagisawa et al. (eds), Balkema, pp. 123-127.
- HERLE I., HERLE V., NOVOTNA I., KARCHER C., NÜBEL K. (1999), Settlement calculations of a highway embankment on soft ground. *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Barends et al. (eds), Balkema, pp. 1089-1094.
- HINCHBERGER S.D., ROWE R.K. (1998), Modelling the rate-sensitive characteristics of the Gloucester foundation soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, pp. 769-789.
- HÖEG K. (1972), Finite element analysis of strain-softening clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 98, SM1, pp. 43-58.
- INDRARATNA B., BALASUBRAMANIAM A.S., BALACHANDRAN S. (1992), Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 118, n° 1, pp. 12-33.
- KAVAZANJIAN E., BORJA R.I., JONG H.L. (1985), Time-dependant deformations in clay soils. *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol. 2, pp. 535-538.
- KOEHORST BAN, The BHP, TEUNISSEN J.A.M., LOJANDER M., NÄÄTÄNEN A. (1992), The trial embankments in Vaasa, Finland. A simulation with the Adachi-Oka creep model. *Numerical Models in Geomechanics, NUMOG IV*, Pande et Pietruszczak (eds), Balkema, pp. 767-776.
- LADD C.C., WHITTLE A.J., LEGASPI D.E. (1994), Stress-deformation behaviour of an embankment on Boston blue clay. *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Geotechnical Special publications, n° 40, Yeung et Félio (eds), ASCE, pp. 1730-1759.
- LAMBE T.W. (1973), Prediction in soil engineering. *Géotechnique*, vol. 23, n° 2, pp. 149-202.
- LÉPIDAS I., MAGNAN J.-P. (1990), *Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC, n° 57, 172 pages.
- MCCARRON W.O., CHEN W.F. (1987a), Application of a bounding surface model to Boston blue clay. *Computers and Structures*, vol. 26, n° 6, pp. 887-897.
- MCCARRON W.O., CHEN W.F. (1987b), A capped plasticity model applied to Boston blue clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 24, pp. 630-644.
- MAGNAN J.-P., HUMBERT P., BELKEZIZ A., MOURATIDIS A. (1982), Finite element analysis of soil consolidation, with special reference to the case of strain hardening elastoplastic stress-strain models. *4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Eisenstein (ed), Balkema, pp. 327-336.
- MAGNAN J.-P., KATTAN A. (1989), Additional analysis and comments on the performance of Muar Flats trial embankment to failure. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 11.1-11.7.
- MAGNAN J.-P. (1992), Les remblais d'essai sur argiles molles de Mura Flats (Malaisie). *Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, série Géotechnique, GT 50, 65 pages.
- MESTAT Ph. (1997), Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique – Conseils et recommandations, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 212, nov-déc, pp. 39-64.
- MESTAT P., PRAT M., BISCH P., MILLARD A., PIJAUDIER-CABOT G. (1999), *Ouvrages en interactions*. Éditions Hermès Sciences, 944 pages.
- MESTAT PH., RIOU Y. (1999), À propos des benchmarks en géotechnique. *Revue Française de Génie Civil*, vol. 3, n° 7-8, pp. 657-672.
- MESTAT PH. (2000), *De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques*. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série géotechnique, GT 67, 236 pages.
- MESTAT Ph. (2001), An overview on 25 years of numerical modeling of test embankments and tunnels. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Desai et al. (eds), Balkema, pp. 1521-1526.
- MESTAT PH., RIOU Y. (2001), Modélisation numérique en géotechnique et mesures sur ouvrages en vraie grandeur – Base de données MOMIS. Comptes rendus, *1<sup>re</sup> Conférence Internationale Albert Caquot*, 3-5 octobre 2001, Paris, Presses de l'ENPC, Volume sur CD Rom, (8 p.) (à paraître).
- MIMURA M., TEUNISSEN J.A.M. (1995), Deformation analysis of peaty clay foundation due to highway

- embankment in Rotterdam. *Compression and Consolidation Clayey Soils*, Yoshikuni et Kusakabe (eds), Balkema, pp. 709-714.
- MITACHI T., FUKUDA F. (1998), Applicability of Cam Clay model as a constitutive relation for consolidation-deformation coupled three dimensional FE analysis for highly organic soft ground. *Problematic Soils*, Yanagisawa et al. (eds), Balkema, pp. 65-68.
- NÄÄTÄNEN A., VEPSÄLÄINEN P., LOJANDER M. (1998), Finite element calculations on Haarajoki test embankment. *Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems – NUMGE98*, Cividini (ed), Springer, pp. 151-160.
- NAKAI T., SHIBATA T., MATSUOKA H. (1982), Finite element analysis of soil foundation below embankment. *4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Eisenstein (ed), Balkema, pp. 707-715.
- NAKAI T., MATSUOKA H. (1987), Elastoplastic analysis of embankment foundation. *8th ARCSMFE*, pp. 473-476.
- NAKASE A., TAKEMURA J. (1989a), Prediction of behaviour of trial embankment built to failure. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 3.1-3.13.
- NAKASE A., TAKEMURA J. (1989b), Discussion of the original prediction of the behaviour of Muar test embankment. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 2.1-12.8.
- NEGRO A., DE QUEIROZ P.I.B. (2000), Prediction and performance : a review of numerical analyses for tunnels. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Kusakabe et al. (eds), Balkema, pp. 409-418.
- NEHER H.P., WEHNERT M., BONNIER P.G. (2001), An evaluation of soft soil models based on trial embankments. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Desai et al. (eds), Balkema, pp. 373-378.
- OHTA H., IIZUKA A. (1988), Soil-structure interaction related to actual construction sequences. *Numerical Methods in Geomechanics*, Swoboda (ed.), Balkema, pp. 2043-2050.
- OHTA H., IIZUKA A., MITSUHASHI Y., NABETANI M. (1991), Deformation analysis of anisotropically consolidated clay foundation loaded by 5 embankments. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer et al. (eds), Balkema, pp. 1017-1022.
- OKA F., TAVENAS F., LEROUEIL S. (1991), An elasto-viscoplastic FEM analysis of sensitive clay foundation beneath embankment. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer et al. (eds), Balkema, pp. 1023-1028.
- POULOS H.G., LEE C.Y., SMALL J.C. (1989), Prediction of embankment performance on Malaysian marine clays. *Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Kuala Lumpur, pp. 4.1-4.10.
- RAYMOND G.P. (1972), Prediction of undrained deformations and pore pressures in weak clay under two embankments. *Géotechnique*, vol. 22, n° 3, pp. 381-401.
- REDMAN P.G., POULOS H.G. (1983), Study of two field cases involving undrained creep. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 110, n° 9, pp. 1307-1321.
- SAKAO S., KAMEI T. (1995), A simple procedure for evaluating deformation characteristics of deep clay foundation under embankment using elasto-plastic model. *Compression and Consolidation Clayey Soils*, Yoshikuni et Kusakabe (eds), Balkema, pp. 739-744.
- SHIBATA T., TOMINAGA M., MATSUOKA H. (1976), FE analysis of soil movements below a test embankment. *Numerical Methods in Geomechanics*, Desai (ed), pp. 599-610.
- SHOJI M., MATSUMOTO T., MORIKAWA S., OHTA H., IIZUKA A. (1988), Coupled elasto-plastic deformation-flow finite element analysis using imaginary viscosity procedure. *Numerical Methods in Geomechanics*, Swoboda (ed), Balkema, pp. 299-304.
- STILLE H., FREDRIKSSON A., BROMS B.B. (1976), Analysis of a test embankment considering the anisotropy of the soil. *Numerical Methods in Geomechanics*, Desai (ed), pp. 611-621.
- SUN D.A., MATSUOKA H., YAO Y.P., ISHII H. (2001), An anisotropic hardening elastoplastic model for clay and sand and its application to numerical analysis. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Desai et al. (eds), Balkema, pp. 407-412.
- THE B.H.P.A.M., TERMAAT R.J., VERMEER P.A. (1998), A viscoplastic creep model for the engineering practice. *Problematic Soils*, Yanagisawa et al. (eds), Balkema, pp. 657-660.
- THOMS R.L., PECQUET R.A., ARMAN A. (1976), Numerical analysis of embankment over soft soils. *Numerical Methods in Geomechanics*, Desai (ed), pp. 623-638.
- VEPSÄLÄINEN P., ARKIMA O., LOJANDER M., NÄÄTÄNEN A. (1991), The trial embankments in Vaasa and Paimio, Finlande. *Xth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, pp. 633-640.
- VOGIEN M. (1975), *Étude du comportement avant rupture d'un remblai expérimental construit sur sol mou à Cubzac-les-Ponts*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Pierre et Marie Curie, Paris.
- WROTH C.P., SIMPSON B. (1972), An induced failure at a trial embankment. Part II Finite element computations. *Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Purdue University, ASCE, vol. 1, Part 1, pp. 65-79.

## ABSTRACT

**MOMIS: A database for the numerical modeling of embankments on compressible soils and the comparison between computational results and *in situ* measurements**

Ph. MESTAT

A database dedicated to the numerical modeling of geotechnical structures as well as to the comparison between computational results and *in situ* measurements has been developed at LCPC. This database, called MOMIS currently comprises a total of 160 data sheets, 84 of which deal with embankments and dykes built on compressible soils. The generation of MOMIS has relied on a technology watch effort implemented in the field of finite element modeling. Each of these data sheets is the result of the analysis of an article, paper or report. Use of this database has already served both to highlight several modeling principles for embankments and to quantify deviations between results given by numerical models and values measured on actual geotechnical structures.