

MOMIS : une base de données sur la confrontation modèles numériques d'ouvrages et mesures in situ

Applications aux rideaux de palplanches

Philippe MESTAT
Emmanuel BOURGEOIS

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Yvon RIOU
École Centrale de Nantes

RÉSUMÉ

Après deux articles sur les remblais et les ouvrages souterrains publiés dans des numéros précédents du BLPC, cet article décrit la partie de la base de données MOMIS (Modèle numérique d'Ouvrage et Mesures *In Situ*) consacrée aux rideaux de palplanches. Au total, la base MOMIS comprend actuellement près de 500 références présentant des comparaisons entre calculs numériques et mesures sur des ouvrages réels. Comme pour les autres ouvrages, l'exploitation des 66 références concernant les rideaux de palplanches a permis de mettre en évidence quelques principes de modélisation ainsi que de quantifier les écarts entre les résultats des modèles et les mesures réalisées sur les ouvrages réels. En particulier, le concours international de prévisions de Hochstetten [1994] a été une source d'enseignements très précieux.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

MOMIS: A DATABASE DEVOTED TO COMPARING NUMERICAL STRUCTURAL MODEL RESULTS WITH IN SITU MEASUREMENTS APPLICATIONS TO SHEET PILING

After two articles on embankments and underground structures published in previous issues of this journal, the present article describes the portion of the MOMIS (Numerical Structural Model and In Situ Measurements) database devoted to sheet piling. In all, the MOMIS database currently contains some 500 references that include comparisons between numerical computations and measurements on actual structures. Like for the other two articles, the processing of 66 references pertaining to sheet piling has served to highlight several modeling principles as well as to quantify the deviations existing between model results and measurements conducted on actual structures. The Hochstetten international prediction contest [1994] provided a particularly rich source of instruction.

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

49

INTRODUCTION

Depuis 1996, la division de Mécanique des sols, des roches et de la géologie de l'ingénieur du LCPC organise une veille technologique consacrée aux expérimentations de référence en géotechnique et aux comparaisons menées entre les résultats des modèles numériques et les mesures réalisées sur les ouvrages réels [Mestat, 2001a, 2001b ; Mestat et Riou, 2001, 2003 ; Mestat et al., 2004]. Les objectifs principaux sont de conserver la mémoire des expérimentations *in situ*, d'étudier les hypothèses des modélisations numériques effectuées, d'analyser les comparaisons et enfin d'estimer l'erreur de modèle, incluant l'ensemble des aspects qui ont abouti aux résultats numériques recueillis. *In fine*, il s'agit d'estimer les performances des modèles proposés afin de dégager des recommandations pour de futures applications.

Pour traiter les informations bibliographiques recueillies, la base de données MOMIS a été développée. MOMIS est l'acronyme pour « Modèle numérique d'Ouvrage et Mesures *In Situ* ». La base est composée d'un ensemble de tableaux décrivant les modélisations numériques réalisées, les sols rencontrés, les types d'ouvrages et les confrontations calculs-mesures. Les informations proviennent d'articles, de communications à des congrès, de rapports ou de thèses, repérés lors de la veille tech-

nologique. La grande majorité des modélisations recensées a été réalisée *a posteriori*, connaissant les résultats des mesures (prévisions de classe C, au sens de Lambe [1973]). Seule une faible partie a été effectuée à l'occasion de concours de prévisions internationaux en aveugle, ce qui exclut tout recalage par rapport aux mesures. Ce fut le cas lors du concours de prévisions du comportement d'un rideau de palplanches instrumenté, organisé par l'université de Karlsruhe [1994]. Ce concours et ses résultats n'ont donné lieu qu'à quelques publications très partielles et relativement confidentielles. Grâce au professeur Kudella, nous avons pu avoir accès à l'ensemble des dossiers rédigés par les participants au concours et aux confrontations calculs-mesures. La synthèse des références de la base MOMIS, dédiées aux rideaux de palplanches, et l'exploitation exhaustive des données et résultats du concours de prévisions constituent les deux parties originales de cet article.

TABLEAU I

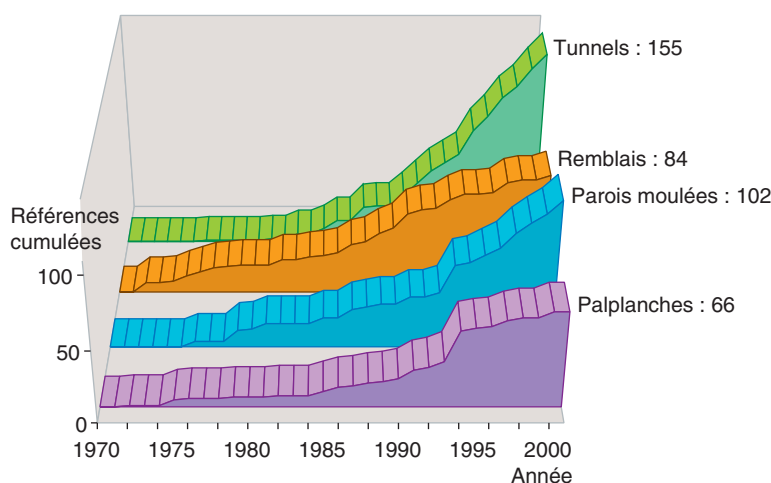
Répartition des comparaisons calculs-mesures (extraits de la base de données MOMIS)

Type d'ouvrage	Variable calculée et mesurée	Nombre de comparaisons
Remblais et digues (fin de la construction) [Mestat, 2001b]	Tassement maximal dans l'axe du remblai	39
	Déplacement latéral maximal en profondeur en pied de remblai	24
	Suppression interstitielle maximale dans l'axe du remblai	16
Remblais et digues (long terme) [Mestat, 2001b]	Tassement maximal dans l'axe du remblai	38
	Déplacement latéral maximal en profondeur en pied de remblai	26
Ouvrages souterrains [Mestat, 2002]	Tassement maximal en surface	138
	Distance du point d'inflexion de la cuvette (en surface)	95
	Largeur de la cuvette de tassements en surface	32
	Tassement en clé	36
	Déplacement horizontal maximal en profondeur	37
Rideaux de palplanches [Mestat et Bourgeois, 2002]	Déplacement horizontal maximal du rideau	77
	Tassement maximal du sol en surface derrière le rideau	38
	Moment fléchissant maximal dans le rideau	24
	Soulèvement maximal du fond de fouille	3
	Force maximale dans les butons	18
Parois moulées [Mestat et Bourgeois, 2002]	Déplacement horizontal maximal de la paroi	98
	Tassement maximal du sol en surface derrière la paroi	28
	Moment fléchissant maximal dans la paroi	16
	Soulèvement maximal du fond de fouille	14
	Force maximale dans les butons	35
Fondations superficielles [Mestat et Riou, 2003]	Tassements à la fin du domaine élastique	35
	Pressions à la fin du domaine élastique	35
	Pressions correspondant au tassement $s = 0,05 B$	65
Colonnes ballastées [Mestat et Riou, 2004]	Tassements au centre du massif renforcé	23

ÉTAT ACTUEL DE LA BASE DE DONNÉES MOMIS

Depuis les précédentes publications dans le BLPC [Mestat, 2001b, 2002], la base de données MOMIS a été considérablement enrichie. En mars 2004, la base de données MOMIS comprenait plus de 500 références d'ouvrages : remblais sur sols compressibles (84), tunnels (155), parois moulées (102), rideaux de palplanches (66), remblais sur sol renforcé (29), fondations superficielles (51), colonnes ballastées (23). Pour les modélisations bidimensionnelles en section transversale, le tableau I précise les nombres de confrontations calculs-mesures recensées par type d'ouvrages et de variables mesurées.

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 ou sur les méthodes numériques appliquées en géotechnique (Fig. 1). Près de 76 % des références ont paru dans les actes de ces congrès ; 21 % proviennent d'articles et environ 3 % de rapports ou de thèses. La figure 1 illustre l'évolution du nombre de publications depuis 1970. Plus de la moitié des ouvrages ont été instrumentés en Europe, suivie par l'Asie, l'Amérique du Nord, l'Afrique et l'Amérique du Sud. Le nombre de références actuellement recensées est suffisamment élevé pour proposer une vue statistique sur près de trente ans de modélisations par éléments finis (2D et 3D) et de confrontations calculs-mesures.



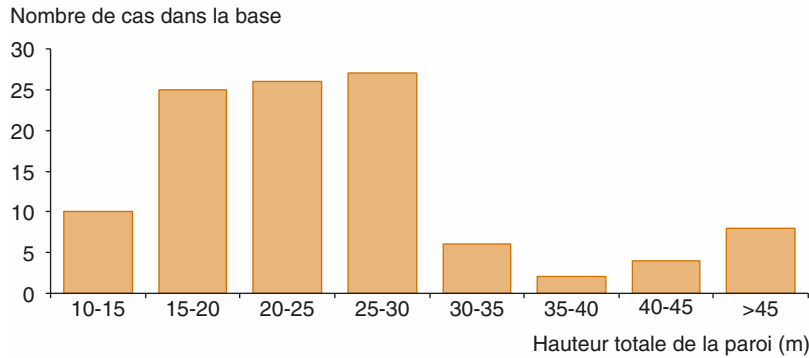
■ Fig. 1

Nombre de références cumulées en fonction des années (base de données MOMIS).

BASE DE DONNÉES MOMIS POUR LES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

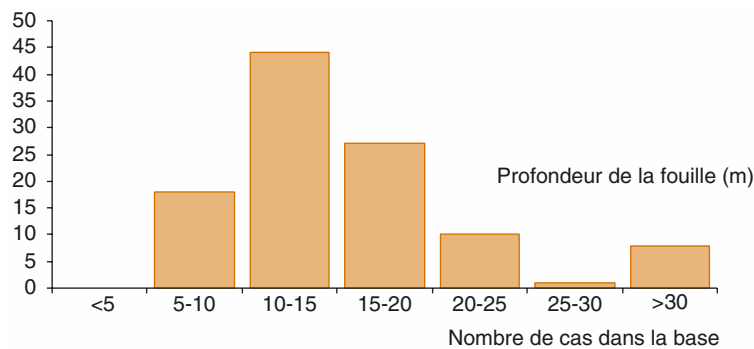
Pour l'ensemble des écrans de soutènement (rideaux et parois), les figures 2 et 3 illustrent la répartition des références en fonction respectivement de la hauteur du soutènement et de la profondeur d'excavation. La plupart des écrans présentent une hauteur comprise entre 15 et 30 m, pour une profondeur d'excavation de 5 à 20 m. Les excavations inférieures à 15 m représentent près de 60 % des cas étudiés, tandis que l'on compte environ 15 % d'excavations supérieures à 20 m. Ces hauteurs correspondent à des valeurs typiques pour les palplanches, mais semblent assez faibles en ce qui concerne les parois moulées. Cette observation s'explique sans doute par le fait que la technologie des parois moulées évolue rapidement, et que leur longueur augmente encore régulièrement. Les systèmes d'étalement sont en très grande majorité à base de butons sur un ou deux niveaux.

Actuellement seules les modélisations de rideaux de palplanches ont été finement analysées. Les parois moulées et autres types de soutènement (pieux sécants, ouvrages-poids, etc.) seront abordés dans un prochain article.



■ Fig. 2

Nombre de références cumulées en fonction de la hauteur de l'écran de soutènement.



■ Fig. 3

Nombre de références cumulées en fonction de la profondeur d'excavation.

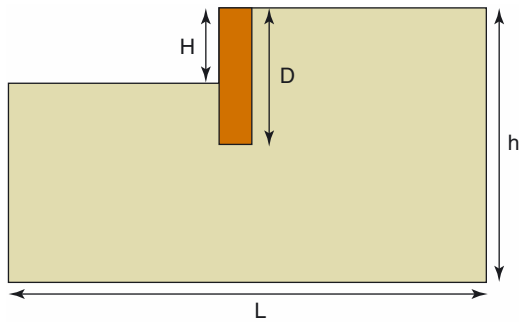
CONSTATATIONS SUR LES MODÉLISATIONS DE RIDEAUX DE PALPLANCHES

Modèle géométrique

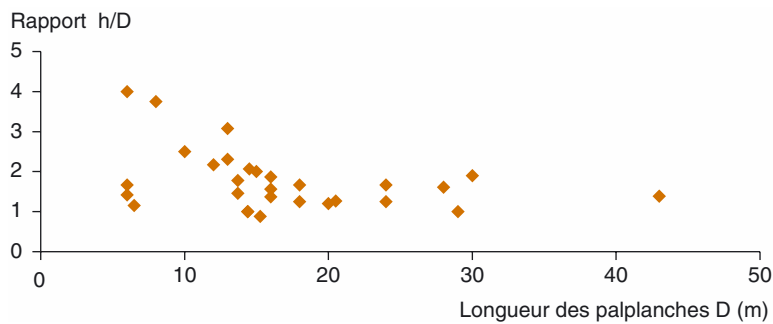
Les modèles numériques d'ouvrages de soutènement sont, dans leur très grande majorité, réalisés dans une demi-section transversale en déformation plane (98 % des références de la base). Les données contenues dans la base permettent d'analyser de manière statistique les caractéristiques des maillages utilisés pour des calculs en section transversale (Fig. 4). La figure 5 montre la relation constatée entre la longueur des palplanches D et la hauteur totale du maillage h . Le rapport h/D varie entre les valeurs extrêmes 0,85 et 4 ; sa valeur moyenne vaut environ 2. De même, la figure 6 décrit la relation entre la longueur des palplanches D et la longueur maximale du modèle L pour représenter des conditions aux limites à l'infini. Le rapport L/D est compris entre 1,2 et 12, avec une valeur moyenne autour de 2.

Pour les modélisations qui n'ont pas à tenir compte de la présence d'obstacles ou d'autres interactions, cette analyse corrobore les recommandations minimales conseillées pour les modèles d'ouvrages de soutènement et énoncées dans des publications récentes [Kulhawy, 1977 ; Mestat, 1997 ; Mestat et al., 1999] : $h = 2 D$ et $L = 2 D$.

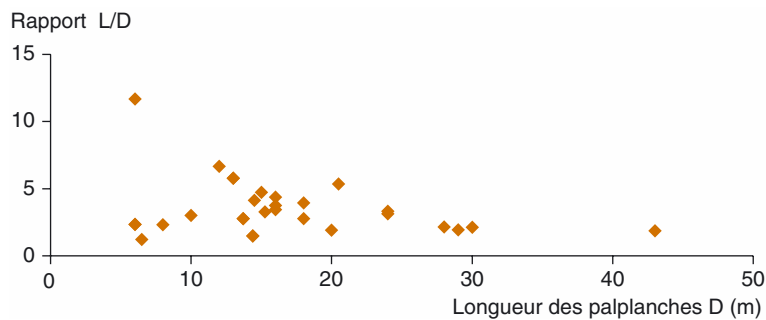
Contrairement aux ouvrages souterrains et aux remblais, les auteurs des documents répertoriés mentionnent très peu le nombre de nœuds utilisés et rarement le nombre d'éléments finis. Ils se contentent de fournir une figure globale du maillage, qui permet d'apprécier qualitativement la finesse de celui-ci. On n'a donc pas suffisamment de données pour mettre en évidence une tendance sur le nombre de nœuds ou la densité des maillages.

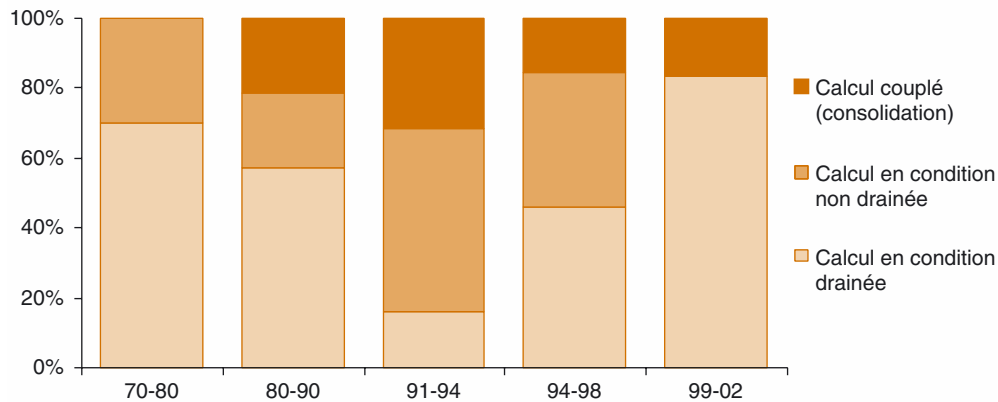


■ **Fig. 4**
Dimensions caractéristiques d'un modèle d'ouvrage souterrain en section transversale.



■ **Fig. 5**
Rapport h/D en fonction de la longueur des palplanches D (extraits de MOMIS).





■ Fig. 7
Évolution du type d'analyse pour les modèles d'écrans de soutènement.

Les phénomènes d'interactions sol-structure sont généralement importants dans les problèmes de soutènement et doivent être pris en compte dans la modélisation. Néanmoins, l'analyse des références contenues dans la base MOMIS montre que seulement 43 % des modèles réalisés comprennent soit de véritables éléments de contact, soit des éléments de massif de faible épaisseur autour des palplanches. 57 % des modèles font l'hypothèse d'une adhérence parfaite ; cela peut se justifier dans certains cas par le nombre important de niveaux de butonnage (73 % des systèmes de soutènement comportent des butons). Par ailleurs, toutes les analyses tiennent compte d'une construction par étapes avec une succession de niveaux d'excavation et de mise en place de systèmes de soutènement provisoire ou définitif.

Lois de comportement pour les terrains excavés ou non

Les modèles rhéologiques employés pour décrire le comportement des terrains (excavés ou non) sont des lois :

- élastiques linéaires ou non linéaires (29 %). Cette forte proportion est historique et provient des nombreuses modélisations réalisées dans les années 1980 à l'aide du modèle hyperbolique de Duncan ;
- élastoplastiques sans écrouissage (48 %) ;
- élastoplastiques avec écrouissage (23 %).

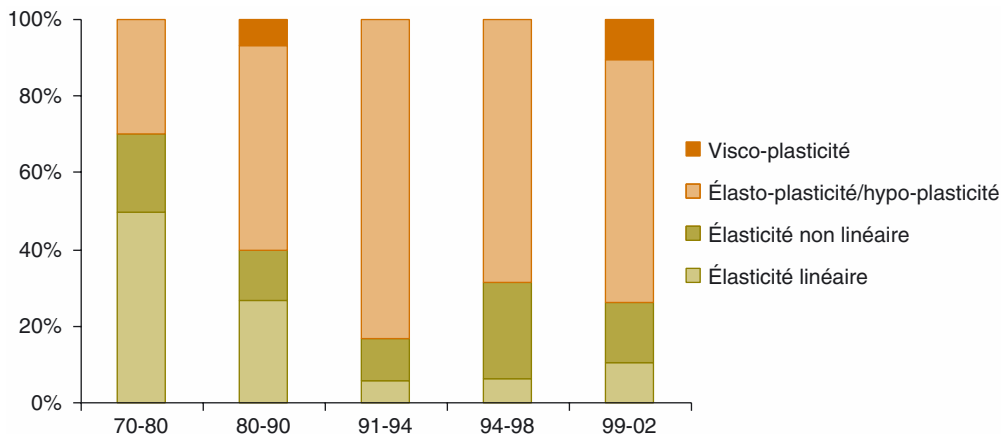
Le modèle le plus employé est le modèle de Mohr-Coulomb avec une élasticité linéaire isotrope. Parmi les lois élastoplastiques avec écrouissage, le modèle Cam-Clay demeure le plus utilisé. La figure 8 illustre la décroissance de l'utilisation de l'élasticité linéaire ou non linéaire en faveur de l'élasto-plasticité et de l'élasto-visco-plasticité.

Modélisation des rideaux de palplanches

Un rideau de palplanches peut être représenté dans le modèle d'éléments finis de trois façons différentes :

- par des éléments de ressorts horizontaux (7 %). Il s'agit là de modélisations réalisées dans les années 1980. Cette approche est aujourd'hui abandonnée ;
- par des éléments de poutres (32 %) ;
- par des éléments de massif triangulaires ou quadrangulaires (61 %). L'épaisseur de la colonne d'éléments est généralement comprise entre quelques centimètres (5 cm par exemple) et une vingtaine. Le module de déformation est ensuite ajusté pour conserver la rigidité de flexion du rideau « réel ».

La loi de comportement utilisée pour l'écran est généralement l'élasticité linéaire isotrope. Le coefficient de Poisson vaut environ 0,2.



■ Fig. 8
Évolution des lois de comportement utilisées pour les modèles d'écrans de soutènement.

Modélisation des systèmes de soutènement

Outre le rideau de palplanches, le système de soutènement peut comprendre des butons ou des tirants d'ancrage. Ces éléments structuraux sont représentés dans les modélisations sous la forme suivante :

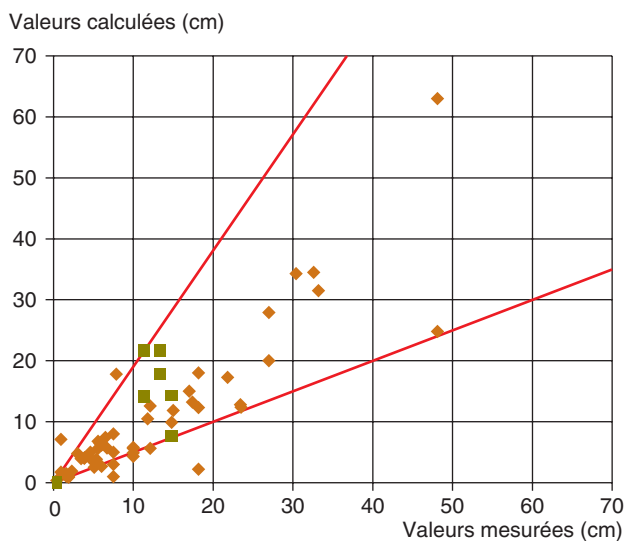
- pour un bouton :
 - par un ressort horizontal ;
 - par un élément de barre ou, plus rarement, par des éléments de poutre ;
 - par une condition de déplacement horizontal imposé en un nœud (déplacement nul ou non) ;
 - par des éléments de massif équivalents.
- pour les tirants d'ancrages :
 - par des ressorts ;
 - par des éléments de barre.

CONFRONTATION CALCULS-MESURES POUR LES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

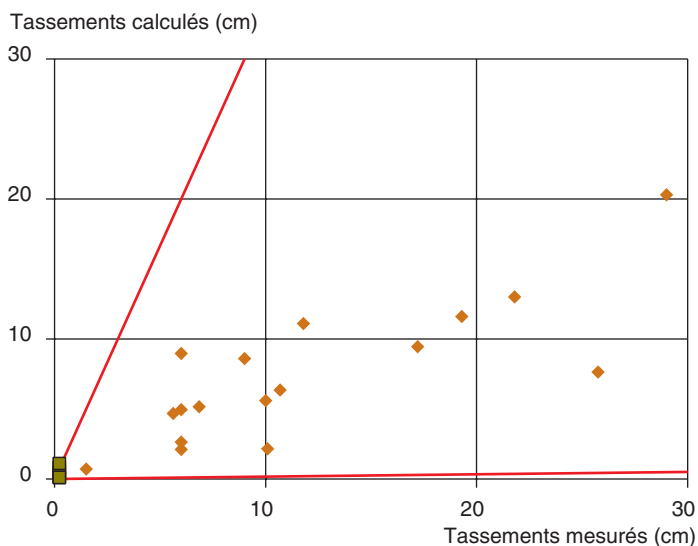
Les prévisions de comportement des rideaux de palplanches recensées dans la base MOMIS sont de classe A (l'expérimentation n'est pas encore réalisée) ou de classe C (les résultats expérimentaux sont disponibles). Les comparaisons portent à la fois sur les mouvements du rideau (déplacement horizontal), les tassements en surface (derrière le rideau), le soulèvement du fond de fouille, les pressions des terres exercées sur l'écran, les forces dans les butons et les tirants, et les moments fléchissants dans l'écran.

L'exploitation actuelle ne concerne que les résultats à la fin de la construction : déplacement horizontal maximal du rideau (Fig. 9) ; tassement maximal en surface derrière l'écran (Fig. 10) ; moment fléchissant maximal dans le rideau (Fig. 11) et effort maximal dans les butons (Fig. 12). Les carrés permettent de distinguer les résultats des prévisions de classe A.

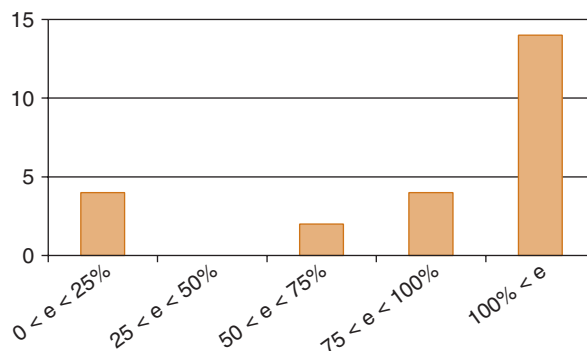
Pour le déplacement horizontal maximal du rideau (cf. Fig. 9), on observe une bonne concordance. On note également que presque tous les points se trouvent dans l'espace délimité par les points liés aux prévisions de classe A (carrés de la Fig. 9). Les écarts entre les valeurs mesurées et calculées sont acceptables. Néanmoins, la majorité des modélisations sous-estiment les valeurs mesurées. De manière quantitative, 75 % des modélisations réalisées conduisent à une erreur relative inférieure à 50 %, et 54 % à une erreur relative inférieure à 25 %. Par ailleurs, il ne faut pas oublier que les valeurs mesurées sont elles-mêmes entachées d'incertitudes dues à l'instrumentation. Ces incertitudes sont impossibles à quantifier avec les données bibliographiques disponibles, mais elles ne sont sans doute pas si négligeables que cela.



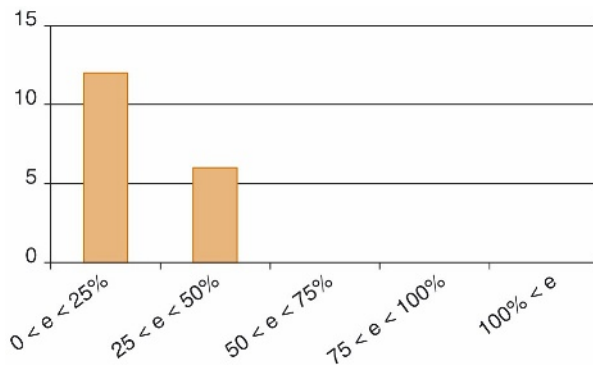
■ **Fig. 9**
 Comparaison entre les déplacements horizontaux maximaux des rideaux calculés et mesurés à la fin de l'excavation (extraits de MOMIS).



■ **Fig. 10**
 Comparaison entre les tassements en surface derrière l'écran, calculés et mesurés à la fin de l'excavation (extraits de MOMIS).



■ **Fig. 11**
 Distribution de l'erreur relative pour les moments fléchissants maximaux dans l'écran à la fin de l'excavation (extraits de MOMIS).



■ **Fig. 12**
Distribution de l'erreur relative pour les forces dans les butons à la fin de l'excavation (extraits de MOMIS).

Pour les tassements en surface (cf. Fig. 10), les comparaisons sont moins bonnes que les précédentes. Les prévisions de classe C fournissent des valeurs plus faibles que les valeurs mesurées, sauf en un point. Cela signifie que les modélisations sous-estiment ces tassements. Cette observation peut être reliée au délicat problème de la modélisation du frottement entre les palplanches et le sol. 67 % des résultats numériques présentent une erreur relative inférieure à 50 % et seulement 28 % une erreur relative inférieure à 25 %.

Comme les moments dans les rideaux et les forces dans les butons couvrent une très large gamme de valeurs, on a choisi de présenter la comparaison sous la forme d'un histogramme des erreurs relatives. Pour les moments fléchissants maximaux dans les rideaux, la figure 11 montre une très mauvaise simulation des valeurs mesurées. Comme les mesures sont rares, les comparaisons portent en fait essentiellement sur des résultats issus du concours de prévisions à l'aveugle du comportement du rideau expérimental de Hochstetten. La conclusion en est d'autant plus forte : on ne sait pas bien estimer les moments fléchissants maximaux dans un rideau de palplanches. En revanche, les valeurs calculées des forces dans les butons sont en concordance satisfaisante avec les mesures (Fig. 12), sans doute parce que les efforts de poussée exercés par le sol sont eux-mêmes assez bien simulés.

Enfin, il convient de remarquer que les confrontations présentées ne tiennent pas compte de la nature des sols (cohérents ou pulvérulents), ni des systèmes de soutènement (butons, tirants d'ancrage, etc.), ni du phasage de construction. On a représenté globalement l'ensemble des résultats des calculs en déformation plane. Une analyse plus fine reste donc à faire par type de sols ou type de soutènement.

Le tableau II indique les références aux prévisions de classe C utilisées dans les illustrations. Les documents internes, rédigés par les participants au concours de prévisions organisé par le Dutch Center for Civil Engineering Research and Codes (CUR) et l'université de Karlsruhe, restent pour leur part confidentiels.

TABLEAU II
Comparaison calculs-mesures pour une section transversale (base de données MOMIS, hors concours de prévisions concernant le rideau expérimental de Hochstetten)

Références	Site	Terrain	Pr.	H (m)	D (m)	Exp $\delta_{h, \max}$ (cm)	Th $\delta_{h, \max}$ (cm)	Exp $\delta_{v, \max}$ (cm)	Th $\delta_{v, \max}$ (cm)	Analyse	Type de soutènement*	Modèle
Palmer et Kenney [1972]	Oslo (Norvège)	Argiles molles	C	9	15	23,4	12,8	19,3	11,6	EL-U	5 niveaux de butons (e = 3,2 m)	Pas d'interface
Murphy et al. [1975]	Hartford (E-U)	Argiles, sables, limons	C	9	15,25	0,92	7,13	-	-	ENL-U	4 niveaux de butons	Modèle hyperbolique $c_u = 20$ kPa
						0,92	1,72	-	-	ENL-U		Modèle hyperbolique $c_u = 40$ kPa
Murphy et al. [1975]	Haverstraw (E-U) Nord	Argiles, limons, sables	C	15	-	5,1	2,54	-	-	ENL-U		Modèle hyperbolique
	Haverstraw (E-U) Sud	Argiles, limons, sables	C	15	-	7,87	17,8	-	-	ENL-U		Modèle hyperbolique
	Haverstraw (E-U) Ouest	Argiles, limons, sables	C	15	-	5,39	3,85	-	-	ENL-U		Modèle hyperbolique

TABLEAU II (suite)

Izumi et al. [1976]	Tokyo (Japon)	Sables, limons	C	8,5	15	3,85	4	2,3	-3,6	ENL	4 niveaux de butons	Modèle hyperbolique
Hansen et Clough [1982]	Pittsburgh (E-U)	Argiles	C	-	24	3,45	3,93	-	-	EP-U	Batardeau de palanches	Interfaces
Tan et al. [1985]	Singapour	Argiles molles	C	6,4	24	32,6	34,5	9	8,6	ENL-U	3 niveaux de butons	Modèle hyperbolique
Broms et al. [1986]	Singapour – projet A	Argiles molles	C	11,1	30	17	15	11,8	11,1	ENL-U	6 niveaux de butons (e = 6 m)	Modèle hyperbolique
						27	20	-	-	ENL-U	6 niveaux de butons (e = 5,5 m)	Mod. Hyperbo. Rideau élastique
	Singapour – projet B	Argiles molles et raides	C	14,7	18,5	27	27,9	-	-	ENL-U		Mod. Hyperbo. Rideau élas-plastiq
						27	27,9	-	-	ENL-U		
						27	27,9	-	-	ENL-U		
	Singapour – projet C	Argiles molles	A	15	26	15	7,5	-	-	ENL-U	5 niveaux de butons (e = 3,7 m)	Mod. hyperbolique. Sol mou = 16 m
15						14,2	-	-	ENL-U		Modèle hyperbo. Sol mou = 20 m	
15						11,86	10	5,6	ENL-U		Mod. hyperbo. Nouveau profil de sol	
Tan et al. [1987]	Singapour	Argiles très molles	C	-	25	33,2	31,5	29	20,3	EP-U	3 niveaux de butons	Critère de von Mises
Murakami et al. [1988]	Osaka (Japon)	Argiles molles, sables	C	10,4	16	3	4,8	5,62	4,68	CEL	4 lits de tirants inclinés à 35 degrés	
Zeng et al. [1988]	Hangzhou (Chine)	Argiles molles	C	7	14,5	30,4	34,3	-	-	ENL-U		Modèle hyperbolique
Lee et al. [1989]	Singapour	Argiles, sols raides	C	11	30	14,8	9,9	-	-	EP-U	6 niveaux de butons	Cam-Clay modifié
Borja [1990]	San Francisco (E-U) Rankin street	Argiles molles	C	8,9	13,7	6	2,67	-	-	EP-U	3 niveaux de butons	Cam-Clay modifié, $\nu = 0$
						6	6,17	-	-	EP-U		Cam-Clay modifié, $\nu = 0,2$
Borja [1990]	San Francisco (E-U) Davidson street	Argiles molles	C	8,9	13,7	12,1	5,64	-	-	EP-U		Cam-Clay modifié, $\nu = 0$
						12,1	12,6	-	-	EP-U		Cam-Clay modifié, $\nu = 0,2$
Ho et Smith [1991]	Oslo (Norvège)	Remblai, argiles	C	9	14,4	23,5	12,4	17,2	9,44	EP-U	5 niveaux de butons	Critère de Tresca
Ho et Smith [1991]	Chicago (E-U)	Argiles raides, sables	C	12	29	17,4	13,2	25,75	7,64	EP-U	4 niveaux de butons	Critère de Tresca
Athanasiu et al. [1991]	Oslo (Norvège)	Argiles raides et molles	C	10	-	5,8	6,4	> 10	2,15	EP-U	Soutènement en tête de rideau	Mod. Bounding Surface anisotrope
Descoeudres et Pellet [1991]	Lausanne (Suisse)	Limons sableux et argileux	C	4,5	6,5	3,9	4,1	1,5	0,7	EP-D	2 niveaux de butons	Mohr-Coulomb, écrouissage négatif, élasticité anisotrope

TABLEAU II (suite)

Day et Potts [1991]	Hatfield wall (UK)	Sables, graviers	C	9,3	13	1,6	1,05	-	-	EP-D	1 lit de tirants inclinés	Mohr-Coulomb non associé
						1,6	1,50	-	-	EP-D		Mohr-Coulomb non asso, glissement entre palplanches (1)
Finno et Harahap [1991]	Chicago (E-U) (HDR-4)	Argiles molles et raides	C	12	-	18,15	18	21,8	13	CEP	4 niveaux de butons	Mod. Bounding Surface anisotrope
						18,15	12,33	-	-	CEP		Mod. Bounding Surface isotrope
						18,15	2,20	-	-	CEP		Cam-Clay modifié
Borja [1992]	San Francisco (E-U) Rankine Street	Argiles molles	C	-	-	5,57	6,80	-	-	CEP	3 niveaux de butons	Avec consolidation
						5,57	5,65	-	-	EP-D		Sans consolidation
Smith et Ho [1992]	-	-	C	9	24	48,1	63	-	-	EP	4 niveaux de butons	Mohr-Coulomb, méthode D (2)
						48,1	24,80	-	-	EP		Mohr-Coulomb, méthode B (3)
Rampello et al. [1993]	Pietrafitta (Italie)	Argiles molles	C	5,5	12	6,5	7,44	6,85	5,15	EP-U	2 niveaux de butons	Von Mises
Matos Fernandes et al. [1993]	-	Argiles molles, sables	C	5,5	10	10	4,33	6	2,1	EP-U	1 lit de tirants inclinés à 45 degrés	Mohr-Coulomb/Tresca ; $c_a = 0,8 c_u$
						10	4,89	6	2,63	EP-U		Mohr-Coulomb/Tresca ; $c_a = 0,5 c_u$
						10	5,61	6	4,95	EP-U		Mohr-Coulomb/Tresca ; $c_a = 0,2 c_u$
						10	5,82	6	8,97	EP-U		Mohr-Coulomb/Tresca ; $c_a = 0,05 c_u$
Kishnani et Borja [1993]	London (Canada)	Sables	C	15	18	1,89	1,04	-	-	CEP	4 niveaux de butons	Drucker-Prager non associé ; interface lisse
						1,89	0,87	-	-	CEP		Drucker-Prager non associé ; interface rugueuse
Young et Ho [1994]	Folkestone (UK)	Remblai, argiles	C	-	13	1,33	1,44	-	-	EL-U	1 lit de tirants inclinés à 45 degrés	E(z), analyse inverse
Ueki et al. [1994]	Tokyo (Japon)	Argiles molles, sables	C	20,9	38	7,5	1	-	-	EP-D	6 niveaux de butons et injections	Zone traitée homogénéisée
						7,5	3	-	-	EP-D		Zone traitée homogénéisée (résistance plus faible)
						7,5	5	-	-	EP-D		Zone traitée + interfaces autour des colonnes
						7,5	8	-	-	EP-D		Zone traitée + interfaces y compris autour des palplanches
Shahrour et al. [1995]	Hochstetten (Allemagne)	Sables	C	5	6	0,39	0,39	-	-	EP-D	1 niveau de butons (e = 2,4 m)	Mohr-Coulomb non associé
Tamano et al. [1995]	Osaka (Japon)	Argiles	C	37,6	43	2,30	1,9	-	-	ENL	Batardeau, 12 niveaux de buton	

TABLEAU II (suite et fin)

Chew et al. [1997]	Singapour (mesure au centre de l'excavation)	Remblai, argiles, sables	A	6	28	13,45	21,70	-	-	CEP	1 niveau de butons (e = 8 m)	Calcul 2D, Cam-Clay modifié
						13,45	17,60	-	-	CEP		Calcul 3D, Cam-Clay modifié
Chew et al. [1997]	Singapour (mesure près du coin de l'excavation)	Remblai, argiles, sables	A	6	28	11,4	21,70	-	-	CEP	1 niveau de butons (e = 8 m)	Calcul 2D, Cam-Clay modifié
						11,4	14,15	-	-	CEP		Calcul 3D, Cam-Clay modifié
O'Rourke et O'Donnell [1997]	Boston (E-U)	Argiles molles et raides	C	13,4	-	21,80	17,30	10,9	6,35	EP-U	2 lits de tirants inclinés	Von Mises + interfaces
Mestat et Arafati [1998]	Hochstetten (Allemagne)	Sables	C	5	6	0,55	-	0,3	-0,28	EP-D	1 niveau de butons (e = 2,4 m)	Mohr-Coulomb non associé
						0,55	-	0,3	-0,2	EP-D		Modèle de Nova (version 1982)
Teparaksa [2000]	Bangkok (Thaïlande) Baiyok II tower	Argiles molles et raides	C	11,3	18	4,6	5	-	-	EP-U	5 niveaux de butons précontraints	Mohr-Coulomb
Teparaksa [2000]	Bangkok (Thaïlande) Paolo Hospital project	Argiles molles et raides	C	8	16	6,7	5,7	-	-	EP-U	3 niveaux de butons précontraints et risberme	Mohr-Coulomb
Teparaksa [2000]	Bangkok (Thaïlande) Saladang Mansion project	Argiles molles et raides	C	9	20	4,72	3,77	-	-	EP-U	3 niveaux de butons précontraints	Mohr-Coulomb
Teparaksa [2000]	Bangkok (Thaïlande) Peninzula Hotel project	Argiles molles et raides	C	8	18	11,8	10,5	-	-	EP-U	3 niveaux de butons	Mohr-Coulomb

* Nombre de niveaux de butons ou de lits de tirants d'ancrage dans une section transversale. e désigne l'espacement entre butons dans la direction perpendiculaire à la section transversale.

(1) Le glissement entre les palplanches est simulé par une diminution de leur rigidité.

(2) Méthode D = excavation avant la pose de chaque nouveau buton « flexible ».

(3) Méthode B = buton « rigide » mis en place avant chaque nouvelle excavation.

$\delta_{h, \max}^{\text{Exp}}$: valeur mesurée du déplacement horizontal maximal du rideau (en cm).

$\delta_{h, \max}^{\text{Th}}$: valeur calculée du déplacement horizontal maximal du rideau (en cm).

$\delta_{v, \max}^{\text{Exp}}$: valeur mesurée du déplacement vertical maximal en surface derrière le rideau (en cm).

$\delta_{v, \max}^{\text{Th}}$: valeur calculée du déplacement vertical maximal en surface derrière le rideau (en cm).

Pr : type de prévision (classe A ou C).

EL : élasticité linéaire ;

EL-D : élasticité linéaire en conditions drainées ;

EN : élasticité non linéaire ;

EN-D : élasticité non linéaire en conditions drainées ;

EN-U : élasticité non linéaire en conditions non drainées ;

EP-U : élastoplasticité en conditions non drainées ;

EP-D : élastoplasticité en conditions drainées ;

EVP : élasto-viscoplasticité ;

CEL : consolidation en élasticité linéaire ;

CEN : consolidation en élasticité non linéaire ;

CEP : consolidation en élastoplasticité ;

CEVP : consolidation en élasto-viscoplasticité.

ANALYSE DES RÉSULTATS DU CONCOURS DE PRÉVISIONS DU COMPORTEMENT DU RIDEAU DE PALPLANCHES DE HOCHSTETTEN

Organisation du concours de prévisions

En 1993, le Dutch Center for Civil Engineering et l'université de Karlsruhe ont organisé un concours de prévisions international concernant le comportement d'un rideau de palplanches. L'objet de ce concours était de comparer les prévisions des ingénieurs et des chercheurs avec les résultats d'une expérimentation en vraie grandeur, réalisée sur le site de Hochstetten non loin de l'université de Karlsruhe. De nombreux organismes européens spécialisés en génie civil et en géotechnique, parmi lesquels le LCPC, ont participé à l'exercice. Pour le LCPC, H. Josseume a utilisé la méthode de calcul aux coefficients de réaction [Josseume et al., 1997] et, parallèlement, N. Arafati a réalisé, au cours de sa thèse consacrée à l'étude du déchargement dans les sols, des calculs par éléments finis qui, faute de temps, n'ont pu être présentés à temps pour le colloque de Delft d'octobre 1994 [Arafati, 1996 ; Mestat et Arafati, 1998]. C'est lors de ce colloque que la confrontation calculs-mesures a été dévoilée, mais les actes de ce colloque n'ont jamais été publiés. C'est grâce à la gentillesse du professeur Peter Kudella que nous avons pu accéder aux données fournies par les participants au concours, alimenter la base de données MOMIS et la base de données des prévisions en aveugle gérée par l'École Centrale de Nantes [Riou et al., 2002], et faire les analyses originales suivantes. Une version succincte de ces analyses a été publiée lors d'un colloque récent à Karlsruhe [Riou et al., 2003].

En tout, quarante-trois prévisions ont été envoyées aux organisateurs. Les techniques de calcul utilisées peuvent être réparties en trois groupes : les calculs par éléments finis (18 prévisions), les calculs aux coefficients de réaction (23 prévisions) et des méthodes semi-empiriques (2 prévisions) [von Wollfersdorff, 1994a, 1994b]. Outre l'intérêt de la confrontation calculs-mesures, ce concours a permis également de comparer les performances relatives de la méthode des éléments finis avec la méthode de calcul aux coefficients de réaction. Le même dossier géotechnique a été envoyé aux personnes désireuses de réaliser des prévisions. Il comprenait une description détaillée du site, les conditions d'exécution de l'ouvrage, les caractéristiques des palplanches, les résultats des essais de sol *in situ* et en laboratoire, une description précise de l'instrumentation, etc.

Rideau expérimental et données géotechniques

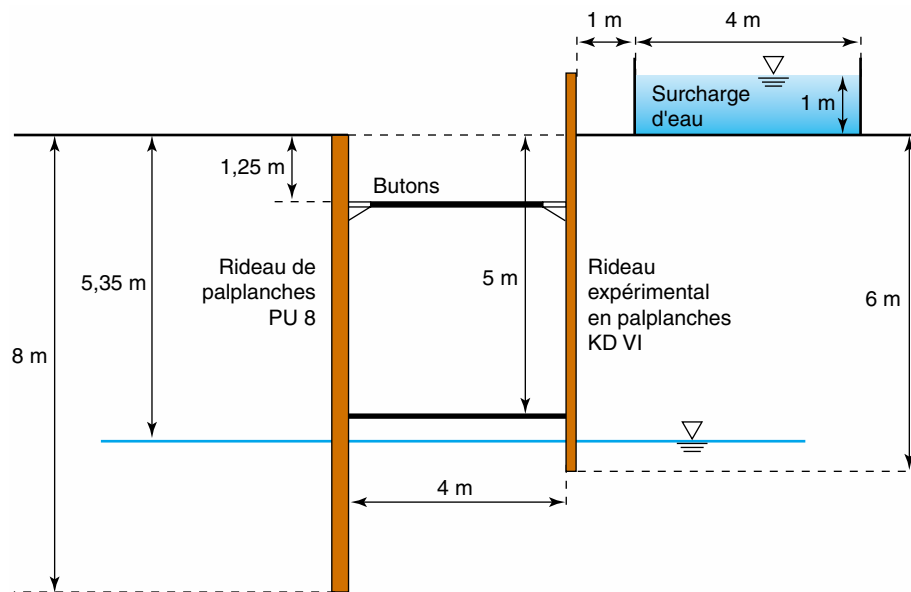
L'expérimentation en vraie grandeur a consisté à creuser une fouille devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux et à solliciter le rideau jusqu'à l'équilibre limite. Les palplanches sont de type « KRUPP KD VI » de 7 m de longueur, installées par vibrofonçage jusqu'à 6 m de profondeur dans un massif de sol sableux non saturé et soutenu par un niveau de butons [von Wollfersdorff, 1994a]. Ce rideau instrumenté assure le soutènement d'une des parois longitudinales d'une fouille rectangulaire (de longueur 7 m et de largeur 4 m), dont la profondeur atteint 5 m à la fin de la construction (Fig. 13). Les butons, au nombre de trois, sont espacés de 2,4 m sur la longueur totale de 7 m.

Un second rideau de palplanches de type « ARBED PU 8 » de 8 m de profondeur constitue le soutènement de la paroi opposée et l'écran de réaction pour les butons. La fiche et l'inertie de ce rideau ont été choisies de manière à ce qu'il ne subisse aucun déplacement appréciable au cours de l'expérimentation. La figure 13 représente une coupe transversale de la fouille expérimentale.

L'instrumentation a consisté à mesurer la déformée du rideau, les efforts dans les butons, les tassements à la surface du sol et les pressions des terres appliquées sur le rideau. À l'exception des quelques mesures pour lesquelles on peut douter du bon fonctionnement des appareils de mesure de la pression des terres au début de l'expérience, les autres mesures ont été jugées satisfaisantes.

L'exécution et l'expérimentation de l'ouvrage ont comporté les étapes suivantes :

- étape 1, excavation jusqu'à une profondeur de 1,75 m ;
- étape 2, installation de trois butons espacés horizontalement de 2,4 m et situés à une profondeur de 1,25 m. Les butons sont préchargés par une force de 10 kN par buton, soit une force unitaire d'environ 4,5 kN par mètre de longueur du rideau ;
- étape 3, reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 4 m ;



■ Fig. 13

Expérimentation d'un rideau de palplanches en site sableux à Hochstetten près de Karlsruhe [d'après von Wolffersdorff, 1994a].

- étape 4, poursuite de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5 m. Les excavations sont réalisées en même temps que l'on agit sur le système de butonnage et de vérins à vis de manière à empêcher tout déplacement du niveau de butonnage ;
- étape 5, application d'une surcharge de 10 kPa, à la surface, sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau expérimental. La surcharge est exercée par l'intermédiaire d'un bassin rempli d'eau ;
- étape 6, diminution de l'effort de butonnage par raccourcissement des butons jusqu'à l'état limite du massif de sol. Cet état est atteint lorsque les forces dans les butons demeurent approximativement constantes.

À titre indicatif, des caractéristiques du sol ont été proposées à partir d'essais en place et d'essais de laboratoire [von Wolffersdorff, 1994a]. Les sondages et l'analyse des échantillons prélevés ont montré que le sol de Hochstetten est un sable mal gradué, fin à moyen, de compacité moyenne, traversé localement de passées graveleuses. La nappe phréatique est située à la profondeur de 5,5 m. Au-dessus de la nappe, le sol a un poids volumique moyen de 16,5 kN/m³ et sous la nappe d'environ 19,8 kN/m³.

Deux séries de trois essais triaxiaux de compression drainés (pression de confinement égale à 100, 200 et 300 kPa), un essai de compression isotrope et deux essais de cisaillement direct ont été effectués sur des éprouvettes de sol séché, homogénéisé et reconstitué à la densité sèche moyenne en place. Les valeurs de l'angle de frottement interne varient d'un essai à l'autre de 40,5 à 42,5 degrés. La non-saturation du sable sur près de cinq mètres de profondeur entraîne l'existence d'une cohésion capillaire, que des mesures en place ont permis d'estimer à quelques kilopascals. Deux séries de trois mesures locales indiquent respectivement $c' = 2,7$ kPa et $c' = 4$ kPa.

Les essais *in situ* ont comporté deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement et quatre essais pressiométriques. L'interprétation des essais de plaque a donné des modules de déformation en chargement de 32,5 et 23 MPa, et des modules en déchargement de 50 et 35,5 MPa. Pour leur part, les essais pressiométriques ont fourni des valeurs du module pressiométrique comprises entre 5 et 20 MPa.

Résultats du concours – Comparaison des prévisions

Grâce au professeur P. Kudella, nous avons pu avoir accès à l'ensemble des dossiers présentés par les participants au concours et ainsi analyser les résultats. Ces résultats sont présentés, ci-après, sous différentes formes, permettant, d'une part, de savoir si les simulations décrivent de manière satisfai-

sante les mécanismes observés et, d'autre part, de quantifier l'erreur de modélisation. Les figures suivantes illustrent les profils déformés de l'écran de soutènement, des histogrammes de l'erreur en chaque point de mesure sur la hauteur de l'écran et des histogrammes de l'erreur sur les valeurs maximales observées et mesurées et cela pour différentes étapes de l'expérimentation. Chaque histogramme comprend en abscisse l'erreur relative considérée comme le rapport suivant : $(\text{valeur mesurée} - \text{valeur calculée}) / (\text{valeur mesurée})$ et en ordonnée l'occurrence des erreurs. En abscisse, les valeurs négatives correspondent à un calcul sécuritaire ; les valeurs comprises entre 0 et 1 indiquent un calcul non sécuritaire et les valeurs supérieures à l'unité indiquent des mesures et des valeurs calculées de signe contraire. Chaque figure fait état des erreurs sur les variables mesurées constatées en utilisant la méthode des éléments finis (barres noires) et d'autres méthodes, généralement la méthode des coefficients de réaction (barres grisées). Par ailleurs, il faut bien noter que l'erreur relative n'est pas exprimée en pourcentage, mais en valeur réelle : par exemple, le chiffre 2 correspond en fait à 200 %. Pour cette raison, les résultats de calcul ayant conduit à des erreurs supérieures à 1 000 % n'ont pas été retenus, ceux-ci semblant avoir souffert d'une très mauvaise estimation des valeurs des paramètres de calcul.

Déplacements horizontaux du rideau

Pour la méthode des éléments finis et pour les autres méthodes (principalement la méthode de calcul aux coefficients de réaction), la figure 14a montre que la déformée du rideau issue de la modélisation est conforme aux observations. Parmi les différents profils proposés par les participants, on a retenu deux exemples présentant des valeurs maximales du déplacement semblables. On remarque que les profils calculés sont semblables dans la zone centrale, à savoir la zone éloignée des points d'appui, là où le déplacement est le plus élevé. Il convient toutefois de signaler un léger décalage dans la position des maxima calculés et mesurés. Ce décalage est provoqué par des conditions d'encastrement du rideau dans la fiche, incorrectement représentées.

Afin d'évaluer la dispersion sur les résultats du « benchmark », les valeurs minimales et maximales en tout point de mesure (7 points) ont été reportées sur la figure 14b. Les valeurs obtenues par la méthode des éléments finis et les autres méthodes ont été à nouveau distinguées. On peut constater le caractère sécuritaire des simulations et leur capacité à reproduire au moins qualitativement le profil observé. Cette figure illustre aussi de manière imparfaite la dispersion de l'erreur. Afin de quantifier cette erreur et mieux évaluer sa dispersion, celle-ci est représentée sous la forme d'histogrammes et pour différentes étapes : excavation à 5 m de profondeur (Fig. 15a), application d'une pression en surface derrière l'écran (Fig. 15b) et déchargement du buton (Fig. 15c).

La comparaison calculs-mesures à l'étape 4 (excavation à 5 m de profondeur) confirme, pour chaque point de mesure, le caractère sécuritaire des simulations, évoqué plus haut, et renseigne sur la répartition de l'erreur. Pour la méthode des éléments finis, la plus grande occurrence (19/90) est obtenue pour l'intervalle d'erreur $[0\%, -50\%]$; pour les autres méthodes, il s'agit de 14/124 correspondant à l'intervalle $[-150\%, -100\%]$ (cf. Fig. 15a). L'erreur moyenne pour la méthode des éléments finis est d'environ $-1,7$ comparée à $-3,1$ pour les autres méthodes. Les écarts sont également moins étendus pour la méthode des éléments finis : écart-type de 3,2 pour les éléments finis et 4,1 pour les autres méthodes. Ces observations confirment le caractère conservateur de la méthode de calcul aux coefficients de réaction, largement utilisée en pratique. Les résultats des calculs par éléments finis sont ainsi plus proches de la réalité, mais, comme le montrent par ailleurs les résultats des prévisions de classe C, ils peuvent aussi sous-estimer les mouvements latéraux (cf. Fig. 9).

À l'étape 5, une pression est appliquée en surface derrière le rideau expérimental. L'occurrence maximale est atteinte pour une erreur située dans l'intervalle $[0\%, -50\%]$ pour les éléments finis et $[-300\%, -250\%]$ pour les autres méthodes de calcul (cf. Fig. 15b). La valeur moyenne est de $-1,8$ pour les éléments finis et $-3,8$ pour les autres méthodes de calcul. Les écarts-types sont respectivement 3,3 et 7,5. Toutefois, 20 % des résultats éléments finis ne sont pas du côté de la sécurité (erreur comprise entre 0 et 1) tandis que 10 % le sont pour les autres approches. La différence entre les méthodes n'est pas aussi claire que précédemment.

À l'étape 6, le buton est déchargé jusqu'à provoquer la rupture du rideau. La distribution des erreurs relatives est similaire pour la méthode des éléments finis et pour les autres approches (cf. Fig. 15c).

Il est clair que ce traitement de l'erreur, fondé sur la comparaison des mesures et des valeurs calculées en des points particuliers, peut ne pas être pertinent si le critère de dimensionnement repose sur le déplacement horizontal maximal. Aussi est-il proposé, sur la figure 16a, un histogramme

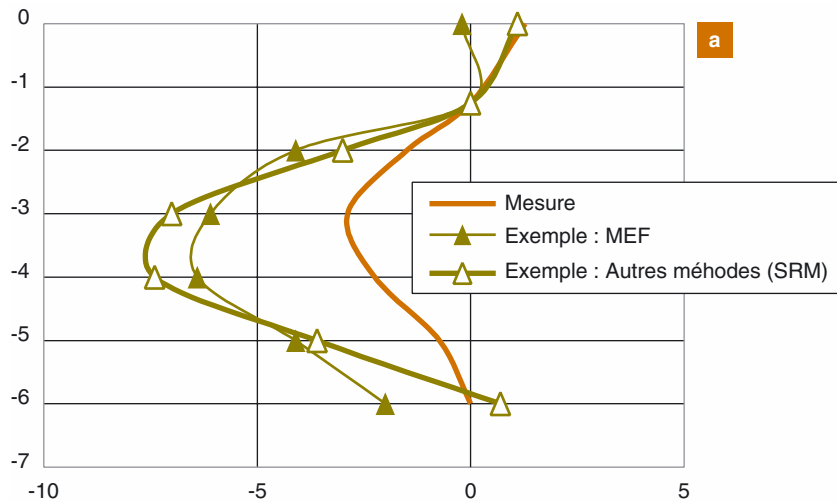
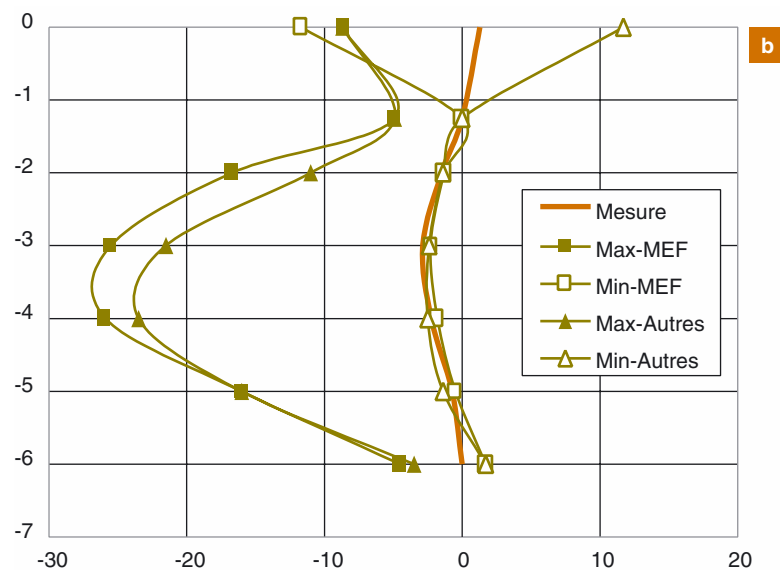


Fig. 14
Allure des déformées globales
du rideau de palplanches.
a. Exemples de déformées de
l'écran (excavation 5 m).
b. Valeurs calculées
maximales et minimales
en tout point de mesure
(excavation 5 m).

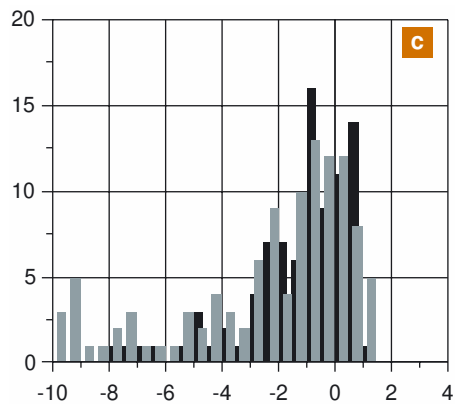
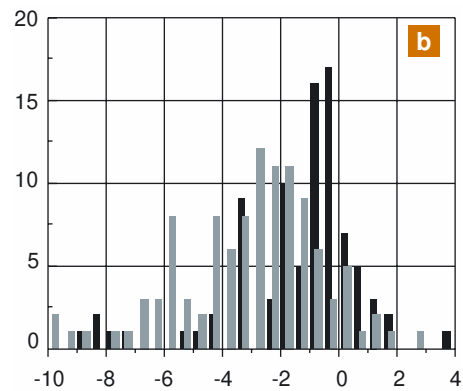
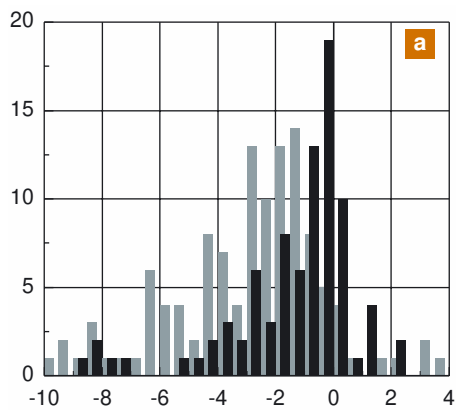


relatif à l'erreur définie comme le rapport suivant : $(\max(\text{valeur mesurée}) - \max(\text{valeur calculée})) / (\max(\text{valeur mesurée}))$. Dans ce cas, la moyenne et l'écart-type des valeurs proposées par la méthode des éléments finis sont respectivement de -1,37 et 1,94. Pour les autres méthodes, ces valeurs sont respectivement de -2,6 et 1,90. La moyenne de l'erreur est donc 2 à 2,5 fois plus faible en considérant les maxima et non pas les valeurs aux points de mesure ; le caractère sécuritaire des autres méthodes est quatre fois supérieur à celui relatif à la méthode des éléments finis et les écarts-types de l'erreur d'une méthode à l'autre sont sensiblement égaux.

À titre de comparaison, on a également calculé l'histogramme pour les prévisions de classe C, dans le cas des déplacements horizontaux maximaux de l'écran à la fin de la construction (Fig. 16b). Il s'agit en fait de représenter la figure 9 d'une autre façon, en enlevant les prévisions de classe A. L'occurrence maximale est alors située dans l'intervalle [-50 %, 0]. La figure 16 démontre par ailleurs que la méthode des éléments finis peut donner des résultats satisfaisants pourvu que l'on soit capable de bien évaluer, ou de caler, les valeurs des paramètres.

Tassements en surface derrière le rideau

La dispersion sur les tassements calculés derrière le rideau augmente avec la profondeur d'excavation prise en compte dans les calculs (Fig. 17a et 17b). Cela s'explique par le comportement du sol



■ Fig. 15

Histogrammes des erreurs relatives pour les déplacements horizontaux de l'écran (comparaison réalisée pour tous les points de mesure).

a. Excavation à 5 m de profondeur.

b. Pression appliquée en surface derrière l'écran.

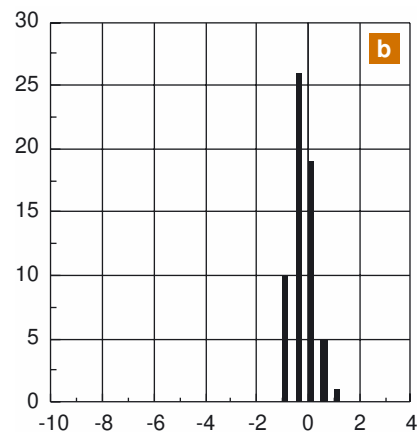
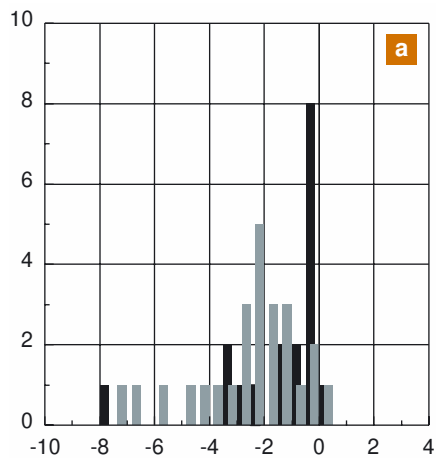
c. Déchargement du buton.

En abscisse : $\text{erreur} = (\text{mesure} - \text{calcul}) / \text{mesure}$.

En ordonnée : occurrence.

En couleur grise, résultats donnés par d'autres méthodes de calcul (mais essentiellement par la méthode aux coefficients de réaction).

En couleur noire, résultats fournis par la méthode des éléments finis.



■ Fig. 16

Comparaison des histogrammes d'erreurs pour les prévisions de classe A et C.

Déplacements horizontaux maximum du rideau (excavation 5 m).

a. Prévisions de classe A.

b. Prévisions de classe C.

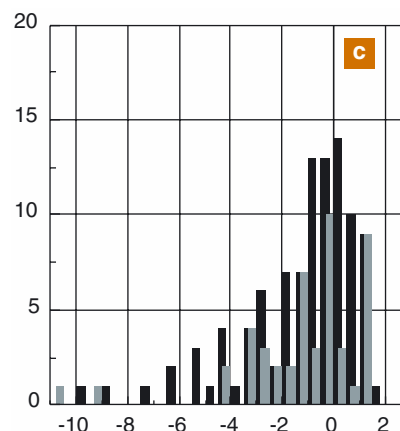
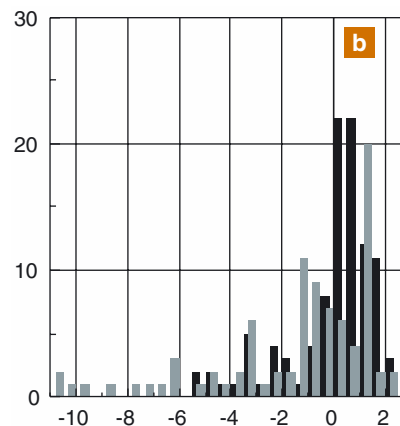
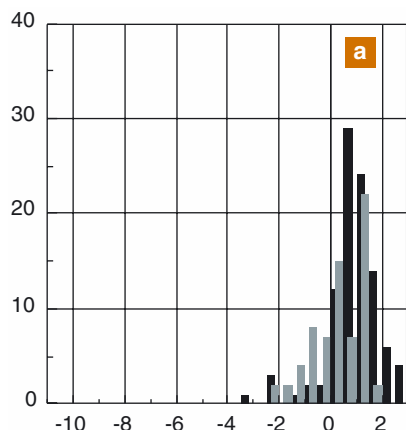


Fig. 17
 Histogrammes des erreurs relatives pour les tassements en surface derrière l'écran.
 a. Étape 3 : excavation 4 m.
 b. Étape 4 : excavation 5 m.
 c. Étape 5 : excavation 5 m + chargement en surface.
 En couleur noire : méthode des éléments finis.
 En couleur grise : autres méthodes de calcul.

devenu « plastique » pour une excavation de 5 m, et la difficulté à caractériser et décrire numériquement ce comportement. Cette dispersion est également d'autant plus importante que le chargement devient complexe avec l'ajout d'une pression en surface (Fig. 17c).

Pour l'étape 1 (excavation à 4 m), on constate une plus grande dispersion des résultats obtenus avec la méthode des éléments finis. Environ 50 % des tassements ainsi calculés sont de signe opposé à ceux mesurés (erreur > 1) : c'est-à-dire que le calcul conduit à un soulèvement du sol. Cela est la conséquence, d'une part, de la faiblesse des déformations plastiques et de l'importance de l'élasticité linéaire qui provoquent ce soulèvement et, d'autre part, d'une modélisation incorrecte du comportement de l'interface palplanche-sol lors de la simulation des premières phases de l'excavation. Pour les autres méthodes de calcul, la distribution des résultats est moins bien répartie et ils sont plus proches des mesures que ceux fournis par les éléments finis. Cela pourrait traduire une certaine expérience et de bons choix dans l'emploi des méthodes de calcul traditionnelles.

Pour l'étape 2 (excavation à 5 m), le massif de sol est entré dans le domaine plastique et les tassements calculés par les éléments finis sont raisonnables. La dispersion de l'erreur est deux fois moins importante qu'avec les méthodes traditionnelles. Elle est régulièrement répartie avec toutefois une moyenne légèrement supérieure à zéro, qui indique un calcul globalement non sécuritaire. On notera encore des tassements de signe opposé à ceux mesurés (erreur > 1).

Lorsque les sollicitations sont complexes, à savoir une excavation combinée avec un chargement en surface, cette dispersion de l'erreur est pratiquement deux fois plus importante (800 %) tant avec la méthode des éléments finis qu'avec les « autres méthodes ». La plus forte occurrence avec la méthode des éléments finis est encore non sécuritaire. Toutefois, il faut relativiser la faible performance de la méthode des éléments finis vis-à-vis des « autres méthodes ». En effet seul 50 % des participants ayant utilisé une « autre méthode » ont fourni des valeurs de tassement pour cette troisième étape.

En définitive, l'estimation des tassements derrière un rideau est encore globalement mal maîtrisée, quelle que soit la méthode utilisée. Sans doute est-ce parce que ces tassements sont le fruit d'une interaction complexe entre l'effet du mouvement latéral de l'écran, le comportement de l'interface écran-sol et le comportement du sol pour de faibles contraintes en surface derrière l'écran. Par ailleurs, pendant longtemps, ce résultat a été négligé dans le dimensionnement des soutènements : ce n'était pas la première préoccupation des bureaux d'étude ou des maîtres d'ouvrage. Néanmoins, comme certaines modélisations fournissent des valeurs conformes à la mesure, on peut cependant penser qu'avec un peu d'expérience une prévision correcte est du domaine du possible.

Moments fléchissants dans le rideau

Concernant les moments fléchissants, deux types d'erreur ont été analysés (Fig. 18) :

- l'erreur à des profondeurs données ;
- l'erreur sur des valeurs spécifiques : moment au niveau du buton, moment maximal entre le buton et le fond de fouille, moment maximal dans la fiche.

Cette analyse est illustrée par une série de six histogrammes (Fig. 19 à 24).

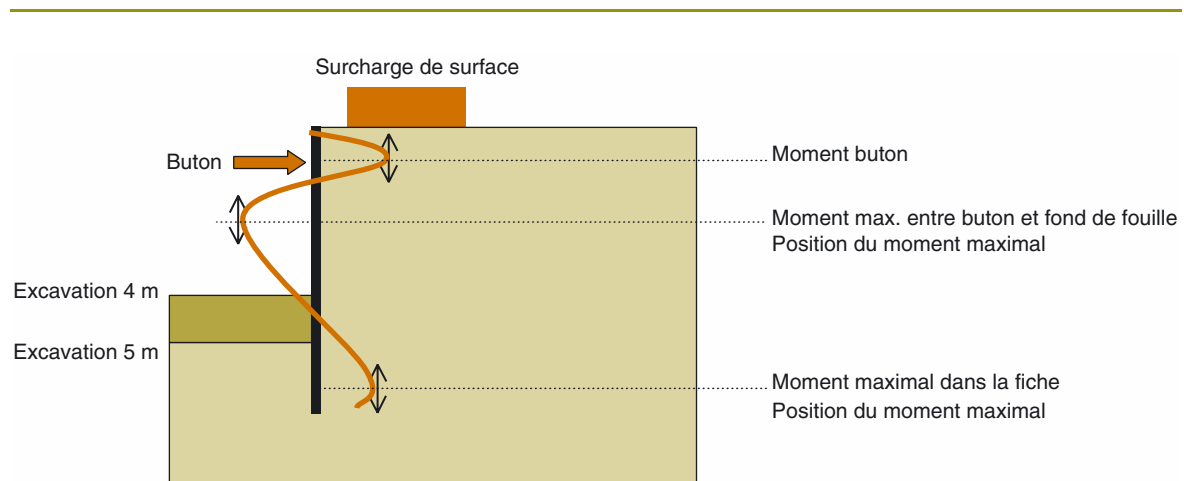
Pour chacun, trois étapes de construction ont été traitées : étape 3 (excavation à 4 m) ; étape 4 (excavation à 5 m) et étape 5 (surcharge de surface et excavation à 5 m). L'étape 6 consistant en un relâchement du buton n'a pas été analysée car tous les participants au concours ne l'ont pas interprétée de la même manière.

La figure 19 montre que, quelle que soit la méthode de calcul, l'erreur croît avec la profondeur d'excavation. Toutefois, le moment supplémentaire induit par le chargement de surface semble bien simulé, car la répartition de l'erreur n'évolue guère entre les étapes 4 et 5.

Si l'on compare les résultats obtenus par la méthode des éléments finis à ceux obtenus par les autres méthodes, et si l'on fait abstraction des résultats hors norme (par exemple ceux pour lesquels l'erreur est supérieure à 2 et inférieure à -4), il est clair que les erreurs associées aux éléments finis présentent une moins grande dispersion. La pertinence des résultats numériques est par ailleurs plus flagrante lorsque le sol subit des déformations plastiques (étapes 4 et 5).

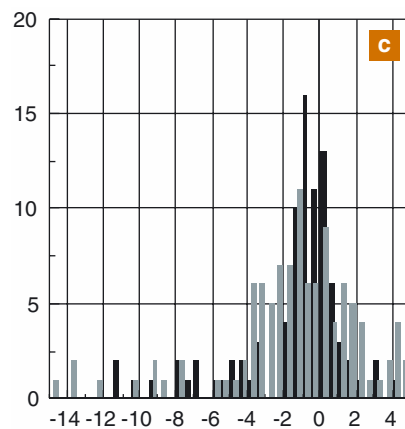
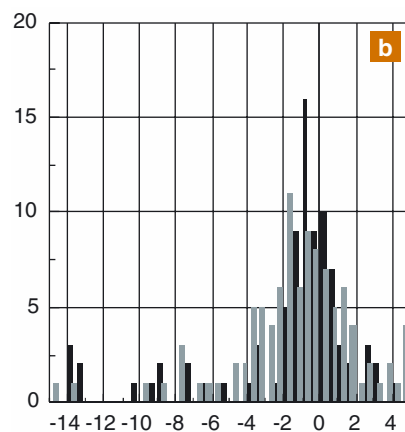
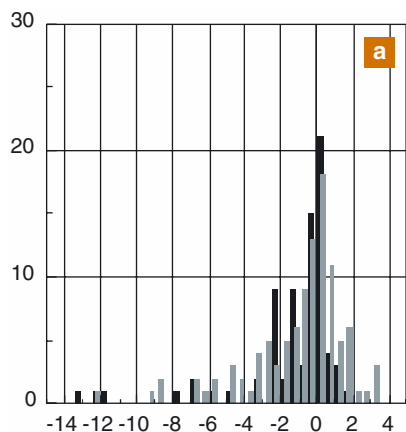
Finalement, la dispersion de l'erreur observée sur les moments est comparable à celle observée sur les tassements derrière le mur (supérieure à 1 000 % dans certains cas). Toutefois, on peut penser que le calcul des moments est mieux maîtrisé dans la mesure où ceux-ci s'annulent en trois points. Or, compte tenu de la définition adoptée pour l'erreur, cette particularité peut conduire à une erreur « infinie » là où la valeur mesurée est nulle. De même, au voisinage de ces points, un simple décalage dans la répartition des moments calculés par rapport aux mesures peut induire des erreurs importantes.

Sachant que le concepteur s'intéresse principalement au moment fléchissant maximal, la comparaison a porté sur : le moment au niveau du buton (Fig. 20) ; le moment maximal entre le buton et le fond de fouille (Fig. 21) et sa position (Fig. 22) ; le moment maximal dans la fiche (Fig. 23).



■ Fig. 18

Schéma de l'ouvrage et répartition indicative des moments dans le mur.



■ Fig. 19

Histogrammes des erreurs relatives pour le calcul des moments fléchissants dans le rideau à différentes étapes de la construction.

a. Étape 3 (excavation 4 m).

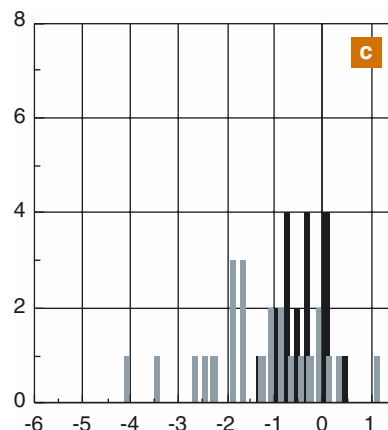
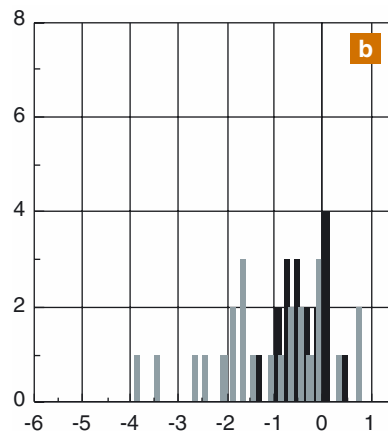
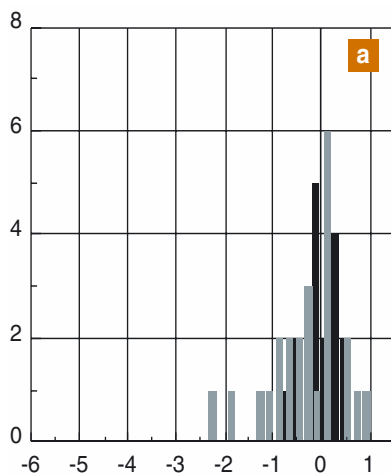
b. Étape 4 (excavation 5 m).

c. Étape 5 (excavation 5 m + surcharge de surface).

Répartition de l'erreur dans le calcul des moments à des profondeurs données (1,25 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m).

En couleur noire : méthode des éléments finis.

En couleur grise : autres méthodes de calcul.



■ Fig. 20

Histogrammes des erreurs relatives pour les moments fléchissants au niveau du buton.

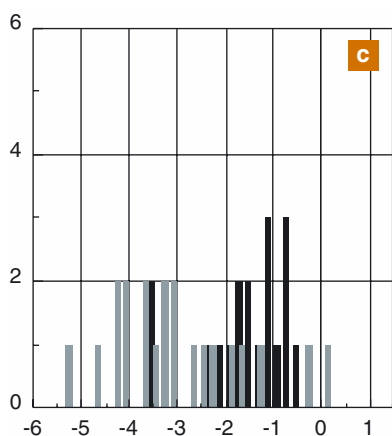
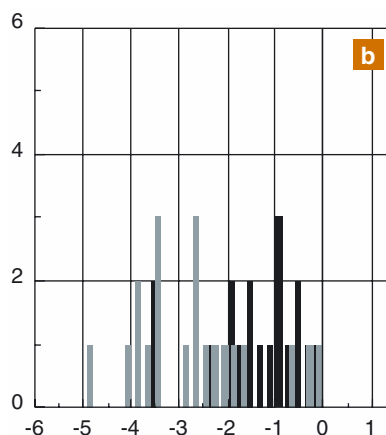
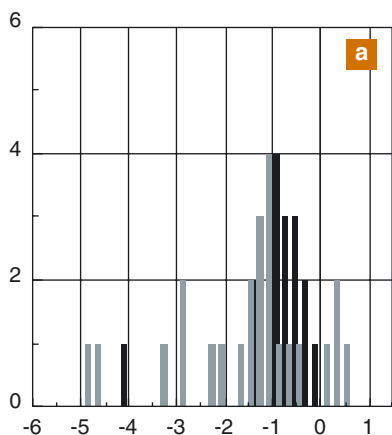
a. Étape 3 (excavation 4 m).

b. Étape 4 (excavation 5 m).

c. Étape 5 (excavation 5 m + surcharge de surface).

En couleur noire : méthode des éléments finis.

En couleur grise : autres méthodes de calcul.



■ **Fig. 21**

Histogrammes des erreurs relatives pour les moments maximaux entre le buton et le fond de fouille.

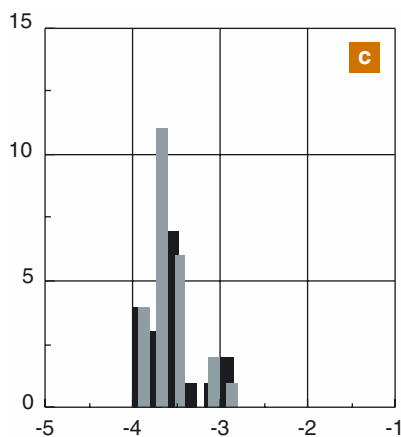
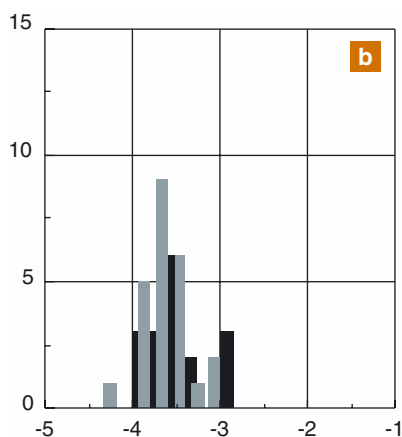
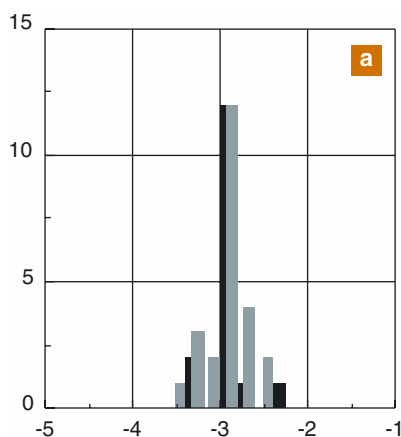
a. *Étape 3 (excavation 4 m).*

b. *Étape 4 (excavation 5 m).*

c. *Étape 5 (excavation 5 m + surcharge de surface).*

En couleur noire : méthode des éléments finis.

En couleur grise : autres méthodes de calcul.



■ **Fig. 22**

Histogrammes des erreurs relatives sur la position des moments maximaux entre le buton et le fond de fouille.

a. *Étape 3 (excavation 4 m).*

b. *Étape 4 (excavation 5 m).*

c. *Étape 5 (excavation 5 m + surcharge de surface).*

En couleur noire : méthode des éléments finis.

En couleur grise : autres méthodes de calcul.

Position mesurée :

Étape 3 - 2,4 ; étape 4 - 2,6 ; étape 5 - 2,6.

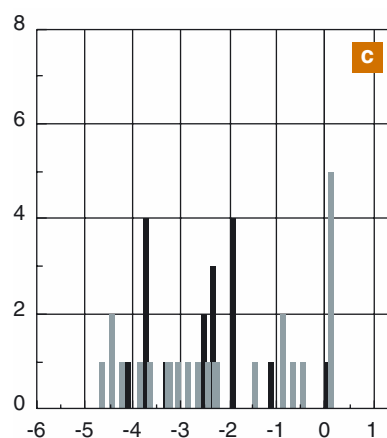
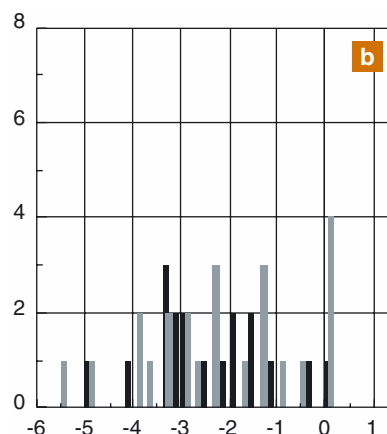
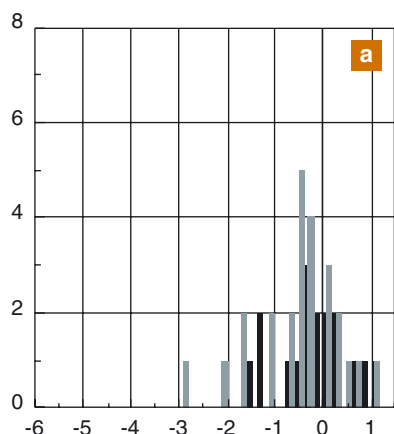
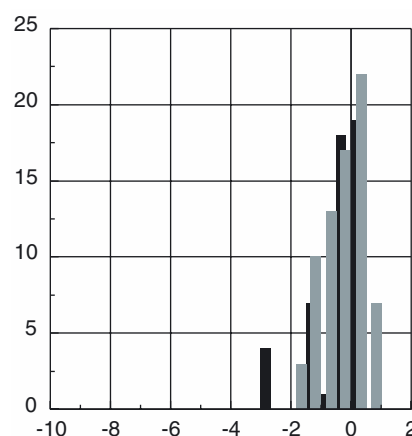


Fig. 23
 Histogrammes des erreurs relatives pour les moments maximaux dans la fiche.
 a. Étape 3 (excavation 4 m).
 b. Étape 4 (excavation 5 m).
 c. Étape 5 (excavation 5 m + surcharge de surface).
 En couleur noire : méthode des éléments finis.
 En couleur grise : autres méthodes de calcul.

Fig. 24
 Histogrammes des erreurs relatives pour les efforts dans les butons.
 En couleur noire : méthode des éléments finis.
 En couleur grise : autres méthodes de calcul.



Ces figures montrent que la dispersion de l'erreur relative portant sur les moments maximaux est plus faible que celle portant sur chacun des points de mesure : globalement, le rapport est d'environ 0,5. Toutefois, la dispersion croît avec la profondeur. Ainsi, la dispersion du moment peut être 1,5 à 2 fois plus faible au niveau du buton qu'au niveau de la fiche. La répartition de l'erreur sur les moments dans la fiche peut devenir quasiment uniforme pour les dernières étapes de la construction. Cette dispersion de l'erreur sur les moments, quatre fois plus élevée que celle déterminée sur les forces dans les butons (Fig. 24), montre le défaut de maîtrise de cette grandeur essentielle dans le dimensionnement des rideaux.

Analyse des résultats du concours de prévisions

L'ensemble des résultats (déplacements horizontaux du rideau, tassements verticaux du sol derrière le rideau, moments dans le rideau, forces dans les butons) montre une très grande dispersion entre les prévisions, non seulement d'une méthode de calcul à une autre mais aussi, pour une méthode particulière, d'une utilisation à une autre. Ces dispersions proviennent pour une très large part de la manière dont chaque participant a déterminé ses valeurs de paramètres (coefficients de réaction, module d'Young, angle de frottement interne, angle de dilatance, cohésion, état initial du sol, etc.). On notera néanmoins avec satisfaction que la grande majorité des participants ont prévu des déplacements plus importants que ceux mesurés, et que l'on est donc du bon côté de la sécurité en termes de « tassement admissible ».

Pour comprendre les dispersions constatées, il faut revenir aux valeurs des paramètres et à la manière dont elles ont été déterminées. Pour cela, on considère le modèle élastoplastique parfait dit de Mohr-Coulomb, qui associe l'élasticité linéaire isotrope (module d'Young E et coefficient de Poisson ν), le critère de rupture de Mohr-Coulomb (cohésion c et angle de frottement interne ϕ), et un potentiel plastique (angle de dilatance ψ). Ce modèle est donc caractérisé par cinq paramètres. Il a été adopté par douze participants au concours, qui disposaient du même dossier géotechnique. Il ressort de l'examen des douze dossiers que les valeurs du module d'Young du sable de Karlsruhe, retenues pour les calculs, varient entre 5 à 160 MPa (Fig. 25), que le coefficient de Poisson oscille entre 0,25 et 0,35 (Fig. 26), que la cohésion fluctue entre zéro et cinq kilopascals (Fig. 27), et que l'angle de frottement interne est compris entre 30 et 42 degrés (Fig. 28). Pour l'angle de dilatance, sa valeur est stric-

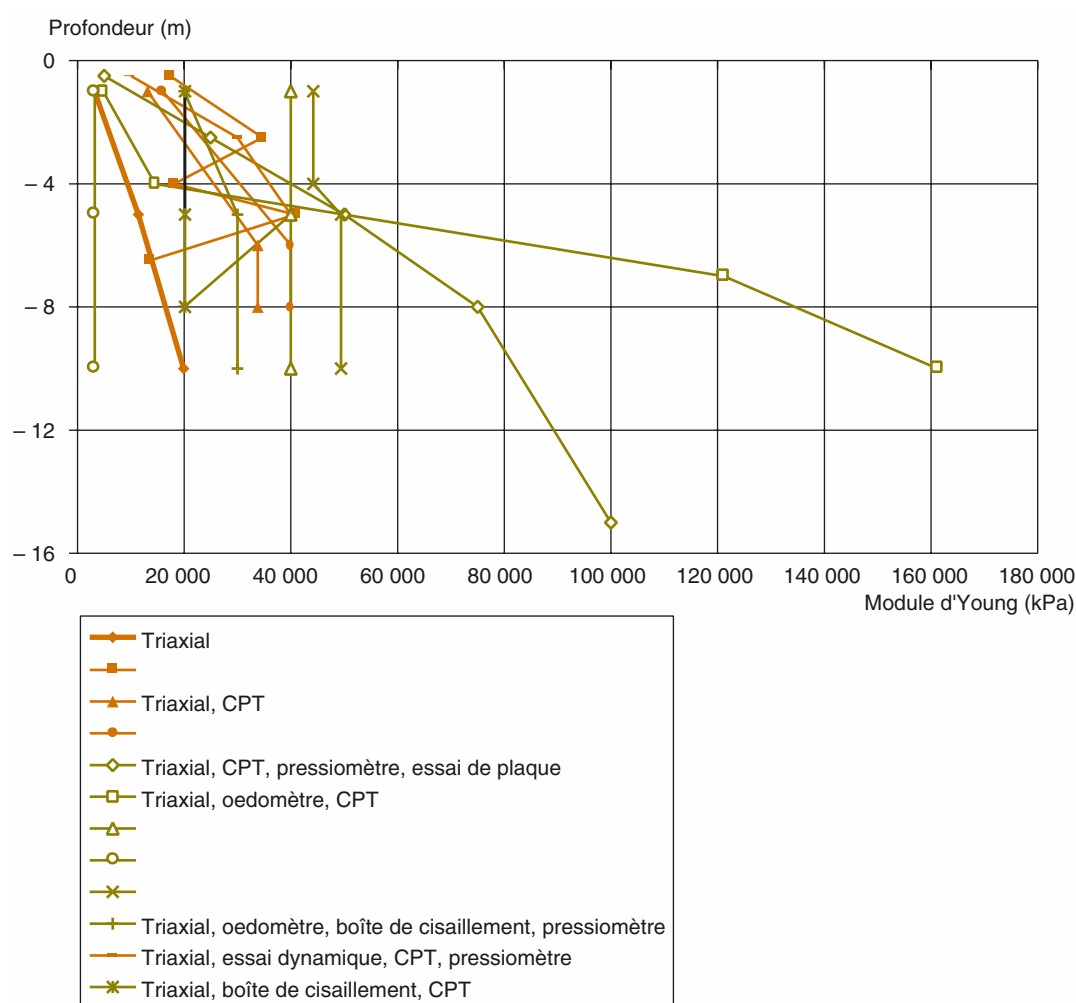
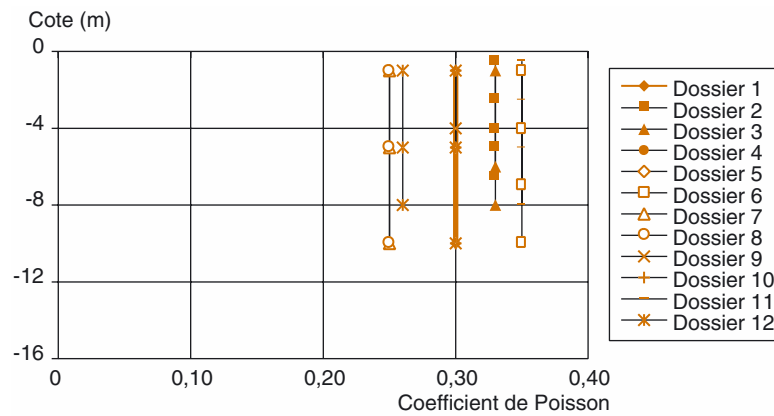
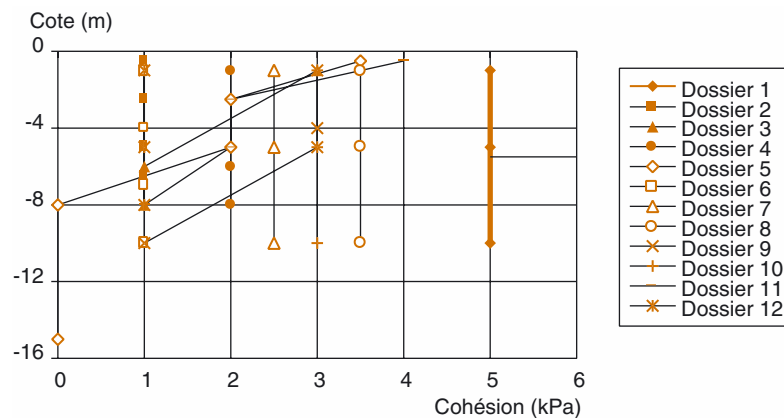


Fig. 25
Module d'Young en fonction de la profondeur et des types d'essais considérés (la profondeur de fiche du rideau est égale à 6 m).

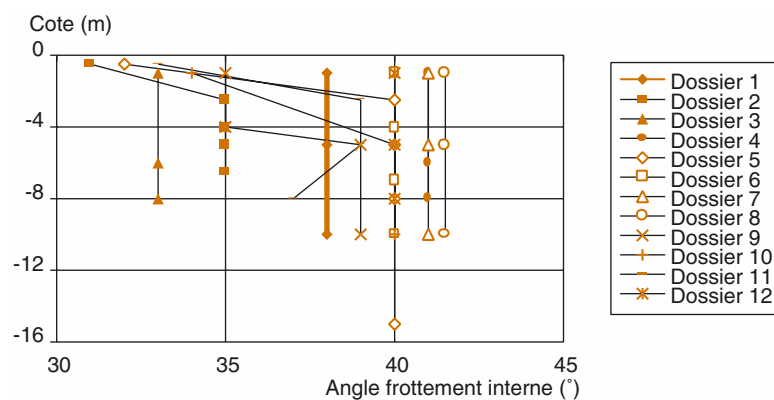
tement inférieure à celle de l'angle de frottement (calcul avec une règle d'écoulement non associée : $\psi < \varphi$) et la relation empirique : $\psi = \varphi - 30$ degrés semble avoir été adoptée par beaucoup (Fig. 29).



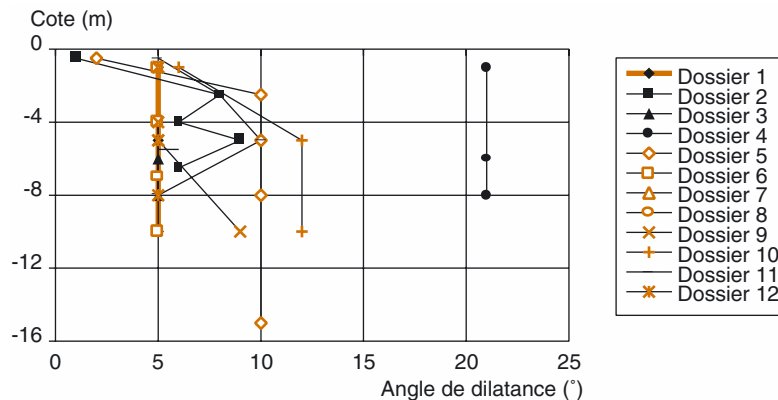
■ Fig. 26
Coefficient de Poisson en fonction de la profondeur.



■ Fig. 27
Cohésion en fonction de la profondeur.



■ Fig. 28
Angle de frottement interne en fonction de la profondeur.



■ Fig. 29
Angle de dilatance en fonction de la profondeur.

Pour expliquer cette dispersion notable, il serait instructif de connaître la démarche suivie par chaque participant pour obtenir « ses » valeurs de paramètres. Hélas, nous manquons d'informations, car les fiches de description demandées aux participants par les organisateurs n'ont pas toutes été commentées. Néanmoins, la figure 25 apporte un début de réponse puisque l'on a pu mettre en relation la valeur du module d'Young avec les types d'essais qui ont servi de base à sa détermination. Les valeurs les plus élevées pour le module correspondent à une détermination qui a privilégié les trajets de déchargement dans les courbes contraintes-déformations (essai isotrope) ou pressions-déplacements (essais de plaque). Les valeurs moyennes correspondent à un compromis entre les résultats d'essais en place et les essais en laboratoire (pour des phases de chargement).

Pour tous les paramètres, certaines interrogations subsistent, notamment pour connaître le niveau des déformations qui a été considéré dans l'exploitation des résultats des essais triaxiaux ou, pour l'angle de frottement interne, savoir s'il y a eu des corrections pour passer de valeurs déduites d'essais triaxiaux de révolution à des valeurs de calcul en déformation plane, ou encore si des corrections de type coefficient de sécurité ont été appliquées. Il sera difficile d'obtenir des réponses pour des études qui ont été réalisées il y a près de dix ans. C'est très dommage, car nous ne pouvons pas comparer la manière dont les participants ont déterminé les valeurs à partir des essais disponibles. Comme le rappelle souvent B. Simpson : « L'art de l'ingénieur consiste en grande partie à s'adapter, à poser des hypothèses et à modifier des valeurs de paramètres ». L'art de l'ingénieur consiste bien à analyser des données et, en fonction de ses connaissances, à déduire des valeurs de paramètres. Il n'y a pas de « bonne » prévision possible sans cela, mais la prise de risque (optimisme ou pessimisme) d'un ingénieur devant des données (et leurs incertitudes) n'est pas quelque chose qui se quantifie aisément. Aussi serait-il intéressant d'envisager, dans un avenir proche, l'organisation d'un concours de dépouillement d'un dossier géotechnique, sachant que la finalité est de réaliser un calcul par éléments finis. Le calcul ne serait pas demandé : ce sont simplement les valeurs des paramètres et la manière dont elles ont été obtenues qu'il sera proposé de décrire.

CONCLUSIONS

Les études bibliographiques menées dans le cadre d'une veille technologique sur la confrontation de résultats de modèles numériques avec des mesures sur ouvrages réels ont permis d'enrichir la base de données MOMIS d'une partie consacrée aux rideaux de palplanches. Deux types de prévisions ont été référencés : les prévisions réalisées après l'instrumentation (prévisions de classe C) et les prévisions proposées avant toute expérimentation (prévisions de classe A). Les premières sont généralement les plus nombreuses ; on les trouve dans la bibliographie, elles sont certes intéressantes, mais on n'est jamais sûr de l'absence d'un recalage. Leur grand nombre a permis également de mettre en évidence des principes de modélisation et de donner des conseils pratiques sur les types d'analyse, les dimensions des maillages, les conditions aux limites, la représentation des soutènements, etc., et de fournir des indications sur les performances des modèles de comportement habituellement

utilisés pour les sols. En particulier, l'analyse des erreurs par rapport aux mesures a montré que les mouvements latéraux de l'écran et verticaux derrière l'écran ont tendance à être sous-estimés par les calculs numériques. Toutefois, les prévisions de classe A analysées dans cette étude ne confirment pas cette tendance pour une analyse en fin d'excavation ; au contraire, les calculs surestiment les mouvements latéraux.

Les prévisions de classe A sont beaucoup plus rares, mais sont très intéressantes car réalisées en aveugle. Dans le cas des rideaux de palplanches, nous avons eu accès, grâce au Professeur Kudella de l'Université de Karlsruhe, à l'ensemble des dossiers constitués pour le concours de prévision internationale organisé en 1994. Ces données n'ont jamais été publiées jusqu'ici et elles ont permis d'affiner l'analyse sur l'erreur de modèle, sur les différences avec les prévisions de classe C et sur la manière dont les valeurs des paramètres ont été déterminées. La dispersion observée sur les valeurs de calcul pose de nombreuses questions et montre que le choix de la loi de comportement est certes important, mais que la manière de déterminer les valeurs des paramètres est véritablement fondamentale pour un calcul numérique. À côté de la sophistication du modèle géométrique et de la méthode numérique, les données mécaniques et hydrauliques restent fondamentales. Cette observation concerne également les essais et les matériels utilisés, car il n'y aura de véritables progrès dans la détermination des valeurs des paramètres que si les matériels et les essais sont performants. Après avoir passé beaucoup de temps à vérifier et valider les logiciels de calcul, chose qu'il faut sans doute continuer à faire, il nous paraît hautement souhaitable d'entamer la même démarche pour valider les méthodes de détermination des valeurs des paramètres en vue d'utiliser des modèles numériques et non seulement des règlements ou des formules semi-empiriques.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ARAFATI N., *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol. Application à la modélisation des ouvrages de soutènement*, Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.

ATHANASIU C.M., SCHRAM SIMONSEN A., RONNING S., Back-calculation of case records to calibrate soil-structure interaction analysis by finite element method of deep excavation in soft clays, *Proceedings 11th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, vol. 1, 1991, pp. 297-300.

BORJA R.I., Analysis of incremental excavation based on critical state theory, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 116, 6, 1990, pp. 964-985.

BORJA R.I., Free boundary, fluid flow and seepage forces in excavations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 118, 1, 1992, pp. 125-146.

BROMS B.B., WONG I.H., WONG K.S., Experience with finite element analysis of braced excavations in Singapore, *Proceedings 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Ghent, 1986, pp. 309-324.

CHEW S.H., YONG K.Y., LIM A.Y.K., Three-dimensional finite element analysis of a strutted excavation, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Yuan (ed.), Balkema, 1997, pp. 1915-1920.

DAY R.A., POTTS D.M., Finite element analysis of the Hatfield wall, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer, Booker et Carter (eds), Balkema, 1991, pp. 973-978.

DESCOEUDRES F., PELLET F., Comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite, *Revue Française de Géotechnique*, 55, 1991, pp. 5-15.

FINNO R.J., HARAHAP I.S., Finite element analyses of HDR-4 excavation, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, 10, 1991, pp. 1590-1609.

HANSEN L.A., CLOUGH G.W., Finite element analyses of cofferdam behaviour, *Proceedings 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Eisenstein (ed.), Balkema, 1982, pp. 899-906.

HO D.K.H., SMITH I.M., Analysis of construction processes in braced excavations, *Proceedings 11th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, vol. 1, 1991, pp. 213-217.

IZUMI H., KAMEMURA K., SATO S., Finite element analysis of stresses and movements in excavations, *Proceedings 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Desai (ed.), ASCE, 1976, pp. 701-712.

JOSSEAUME H., DELATTRE L., MESPOULHÉ L., Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, *Revue Française de Géotechnique*, 79, 1997, pp. 1-14.

KISHNANI S.S., BORJA R.I., Seepage and soil-structure interaction effects in braced excavations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 119, 5, 1993, pp. 912-928.

KULHAWY F.H., Embankments and excavations, in Desai C.S., Christian J.T. (1977), *Numerical methods in geotechnical engineering*, McGraw Hill, 1977, 784 pages.

LAMBE T. W., Prediction in soil engineering, *Géotechnique*, vol. 23, 2, 1973, pp. 149-202.

- LEE F.H., YONG K.Y., LEE S.L., Finite element modelling of a strutted excavation, *Proceedings Numerical Models in Geomechanics – NUMOG III*, Elsevier, **1989**, pp. 577-584.
- MATOS FERNANDES M.A., CARDOSO A.J.S., TRIGO J.F.C., MARQUES J.M.M.C., Bearing capacity failure of tied-back walls – A complex case of soil-wall interaction, *Computers and Geotechnics*, vol. 15, **1993**, pp. 87-103.
- MESTAT PH., Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Conseils et recommandations, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **212**, novembre-décembre, **1997**, pp. 39-64.
- MESTAT PH., An overview on 25 years of numerical modeling of test embankments and tunnels, *Proceedings 10th International Conference on Computers Methods and Advances in Geomechanics*, Desai et al. (eds), Balkema, **2001a**, pp. 1521-1526.
- MESTAT PH., MOMIS : une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs – mesures in situ, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **232**, **2001b**, pp. 43-58.
- MESTAT PH., Applications de la base de données MOMIS à la validation du calcul des ouvrages souterrains, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **236**, **2002**, pp. 59-75.
- MESTAT PH., ARAFATI N., Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **216**, juillet-août, **1998**, pp. 19-39.
- MESTAT PH., BOURGEOIS E., Database for finite element prediction and performance – Application to tunnels and retaining structures, *Proceedings 2nd Int. Conf. on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, ETH Zurich, Vol. 2, March **2002**, pp. 403-410.
- MESTAT PH., BOURGEOIS E., RIOU Y., Numerical modelling of embankments and underground works, *Computers and Geotechnics*, vol. 31, **2004**, pp. 227-236.
- MESTAT PH., PRAT M., BISCH PH., MILLARD A., PIJAUDIER-CABOT G., *Ouvrages en interactions*, Éditions Hermès Sciences, **1999**, 944 pages.
- MESTAT PH., RIOU Y., Modélisation numérique en géotechnique et mesures sur ouvrages en vraie grandeur – Base de données MOMIS, *Actes 1^{re} Conf. internationale Albert Caquot*, Presses de l'ENPC, cédérom, **2001**, 8 pages.
- MESTAT PH., RIOU Y., Validation des modèles numériques et expérimentations de fondations superficielles, *Symposium international sur les fondations superficielles FONDSUP 2003*, Magnan et Droniuc (eds), Presses de l'ENPC/LCPC, **2003**, pp. 345-352.
- MESTAT PH., RIOU Y., Validation des modèles numériques de sol amélioré par colonnes. *Symposium international sur l'amélioration des sols en place, ASEP-GI 2004*, Magnan et al. (eds), Presses de l'ENPC/LCPC, **2004**, pp. 229-243.
- MURAKAMI H., YUKI Y., TAMANO T., Performance and analysis of anchored sheet pile wall in soft clay, *Proceedings Numerical Methods in Geomechanics*, Swoboda (ed.), Balkema, **1988**, pp. 1341-1346.
- MURPHY D.J., CLOUGH G.W., WOOLWORTH R.S., Temporary excavation in varved clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 101, **GT3**, **1975**, pp. 279-295.
- O'ROURKE T.D., O'DONNELL C.J., Deep rotational stability of tiedback excavations in clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, **6**, **1997**, pp. 506-515.
- PALMER J.H.L., KENNEY T.C., Analytical study of a braced excavation in weak clay, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 9, **1972**, pp. 145-164.
- RAMPELLO S., TAMAGNINI C., CALABRESI G., Observed and predicted response of a braced excavation in soft to medium clay, *Predictive soil mechanics*, Thomas Telford, **1993**, pp. 544-561.
- RIOU Y., MESTAT PH., MERCHICHI H., Modélisation numérique et retour d'expérience sur ouvrages. Développement d'une base de données, *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Nancy, 8-9 octobre **2002**, cédérom, 8 pages.
- RIOU Y., MESTAT PH., KUDELLA P., VON WOLFFERSDORFF P., A database for the performance of numerical modelling of retaining wall, *Int. Symp. on Geotechnical Measurements and Modelling*, Natau et al. (eds), Balkema, **2003**, pp. 483-488.
- SHAHROUR I., GHORBANBEIGI S., VON WOLFFERSDORFF P.A., Comportement des rideaux de palplanches : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques, *Revue Française de Géotechnique*, **71**, **1995**, pp. 39-47.
- SMITH I., HO D.K.H., Influence of construction technique on the performance of a braced excavation in marine clay, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 16, **1992**, pp. 845-867.
- TAMANO T., TSUBOI H., HANDEA K., HARADA K., FUKUI S., Numerical analysis of deep excavation, *Proceedings Numerical Models in Geomechanics, NUMOG V*, Pande et Pietruszczak (eds), Balkema, **1995**, pp. 539-544.
- TAN S.B., TAN S.L., CHIN Y.K., A braced sheetpile excavation in soft Singapore marine clay, *Proceedings 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, **1985**, pp. 1671-1674.
- TAN S.B., TAN S.L., CHIN Y.K., A numerical study of a braced excavation, *Proceedings 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, **1987**, pp. 313-316.
- TEPARAKSA W., Analytical sheet pile displacement for deep braced excavation in soft Bangkok clay, *Proceedings GeoEng 2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, actes sur Cédérom, **2000**, 6 pages.

UEKI H., MOUE S., KOBAYASHI S., YAOYAMA T., Field monitoring results and deformation analysis by finite element method on large scale cut-and-cover road tunnels, *Proceedings Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi et Miura (eds), Balkema, **1994**, pp. 609-614.

VON WOLFFERSDORFF P.A., *The results of the sheetpile wall field test in Hochstetten*, Université de Karlsruhe, Civieltechnisch Centrum, **1994a**.

VON WOLFFERSDORFF P.A., The results and predictions, *Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe*, Delft University, **1994b**.

YOUNG D.K., HO E.W.L., The observational approach to design of a sheet-piled retaining wall, *Géotechnique*, vol. 44, **4**, **1994**, pp. 637-654.

ZENG G.X., GONG X.N., NIAN J.B., HU Y.F., Back analysis for determining nonlinear mechanical parameters in soft clay excavation, *Proceedings Numerical Methods in Geomechanics*, Swoboda (ed.), Balkema, **1988**, pp. 2069-2074.