

Deux modélisations par éléments finis d'écrans de soutènement instrumentés

Duy NGUYEN PHUONG
Emmanuel BOURGEOIS
Luc DELATTRE
Jean-Pierre MAGNAN

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Deux modélisations numériques par éléments finis d'ouvrages de soutènement instrumentés au cours de leur construction sont présentées.

Le premier ouvrage est une trémie urbaine constituée de deux parois moulées associées à une dalle de couverture dans la partie centrale. La modélisation porte sur la zone de transition entre la partie couverte et la partie découverte. Cette zone présente un caractère tridimensionnel marqué que la simulation numérique cherche à évaluer.

La seconde application concerne un quai construit à la fin des années 1980. L'ouvrage est constitué d'une paroi moulée soutenue par deux lits de tirants passifs ancrés à un rideau de palplanches. La modélisation présentée tient compte des mouvements de la nappe, du phasage de construction et de l'interaction entre le sol et les tirants d'ancrage. Les résultats sont en bon accord avec les mesures pour ce qui concerne les déplacements de la paroi. La simulation numérique permet d'interpréter le comportement de l'ouvrage durant la construction et en service, et illustre les difficultés posées par le choix des paramètres de calcul à partir des résultats d'essais en laboratoire et *in situ*.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

TWO MODELING SET-UPS USING FINITE ELEMENTS FOR INSTRUMENTED SUPPORTING SCREENS

The article presents two finite element analyses of retaining structures that were monitored during their construction.

The first structure is an urban underground road composed of two diaphragm walls associated with a cover slab in the central part. The analysis is focused on the transition zone between the covered part and the rest of the structure. This zone displays a clearly three-dimensional displacement field that the numerical simulation seeks to assess.

The second application relates to a quay wall built towards the end of the 1980's. The structure consists of a diaphragm wall associated with two rows of passive tie rods anchored to a sheet piled wall. The numerical model presented takes account of the movements of the water table, the construction phasing and the interaction between the ground and the tie rods. Results are in good agreement with the measured values of the wall displacement. The simulation makes it possible to interpret the behavior of the structure during its construction and in service conditions; moreover it illustrates the difficulties raised by the choice of calculation parameters, on the basis of both laboratory and in situ test results.

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

INTRODUCTION

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) consacre une partie de ses activités à l'instrumentation des ouvrages géotechniques, dans le but de développer les connaissances sur le comportement des ouvrages et de disposer de cas de référence pour valider les méthodes et les outils de calcul du comportement des ouvrages. Dans le domaine des soutènements, les études menées ont intéressé ces dernières années plusieurs ouvrages de caractéristiques variées. Les données relatives aux quais en eau profonde du port de Calais et du quai d'Osaka du port du Havre ont ainsi été recueillies et analysées [Delattre et Mespoulhe, 1999 ; Delattre, Duca et Mespoulhe, 1999]. Plus récemment, des études expérimentales ont concerné les bajoyers du bassin de traction B600 construit à Val-de-Reuil [Delattre et *al.* 2003], les parois de soutènement de la trémie urbaine Pasteur construite à Rouen [Duca, 2001] et le mur de quai de Port 2000 au port du Havre [Marten et *al.*, 2004].

Cet article montre l'utilisation qui peut être faite des données collectées pour valider les techniques de modélisation numérique des soutènements par éléments finis. Deux ouvrages instrumentés, la « Trémie Pasteur », d'une part, et le quai en eau profonde du port de Calais, d'autre part, ont constitué le support expérimental des travaux de Nguyen Phuong [2003] concernant la prise en compte, dans la modélisation des écrans de soutènement par éléments finis, des effets tridimensionnels, d'une part, et du couplage hydromécanique, d'autre part.

MODÉLISATION TRIDIMENSIONNELLE DE LA « TRÉMIE PASTEUR » (ROUEN)

La « Trémie Pasteur » est un aménagement souterrain de l'artère routière du Quai Gaston Boulet, sur la rive droite de la Seine à Rouen, qui a permis de libérer le niveau de surface pour la réalisation d'une ligne de transport en commun en site propre. Il s'agit d'un ouvrage souterrain d'une longueur totale d'environ 320 m, dont 158 m en tranchée couverte dans la zone centrale et 165 m en tranchée ouverte aux deux extrémités. Il a fait l'objet d'une expérimentation réalisée pendant la construction, dans le cadre d'une collaboration entre le LCPC et la société Solétanche-Bachy. L'instrumentation a permis d'étudier le comportement de l'ouvrage au moyen notamment de capteurs de pression totale [Duca, 2001]. Elle a aussi fourni une occasion de valider les méthodes de simulation numérique par éléments finis. Après une brève description de l'ouvrage et du site, on présente une modélisation numérique tridimensionnelle qui vise à discuter l'importance des effets tridimensionnels induits par la géométrie de l'ouvrage.

Ouvrage et instrumentation

L'ouvrage et son site

La trémie étudiée accueille une voie routière, et comporte (Fig. 1) :

- un radier en béton armé d'épaisseur variant entre 0,45 m (aux deux extrémités de l'ouvrage) et 0,70 m (dans la zone centrale) ;
- deux murs de soutènement parallèles en paroi moulée encadrant la voie de circulation. Leur hauteur est comprise entre 5 m et 16 m, leur épaisseur varie de 0,60 m à 0,80 m (entre les extrémités et la zone centrale) et la distance entre les parois est de 10,70 m ;
- une dalle de béton coulée en place dans la partie où la voie est couverte, d'une épaisseur de 0,50 m environ.

Dans la partie couverte, la chaussée est quasiment horizontale. Dans la partie ouverte, la chaussée suit une pente longitudinale de 3,8 % maximum, qui permet de faire passer l'artère routière au-dessous du terrain naturel, si bien que la hauteur libre de la paroi et la profondeur du radier varient le long de l'ouvrage.

Pendant l'excavation du sol entre parois et jusqu'à la mise en service du radier, les parois sont soutenues provisoirement par des butons de section circulaire fixés entre les panneaux situés en vis-à-vis. Dans la partie couverte, la construction de l'ouvrage suit un processus dit « top down ». Le phasage de réalisation de l'ouvrage est le suivant :

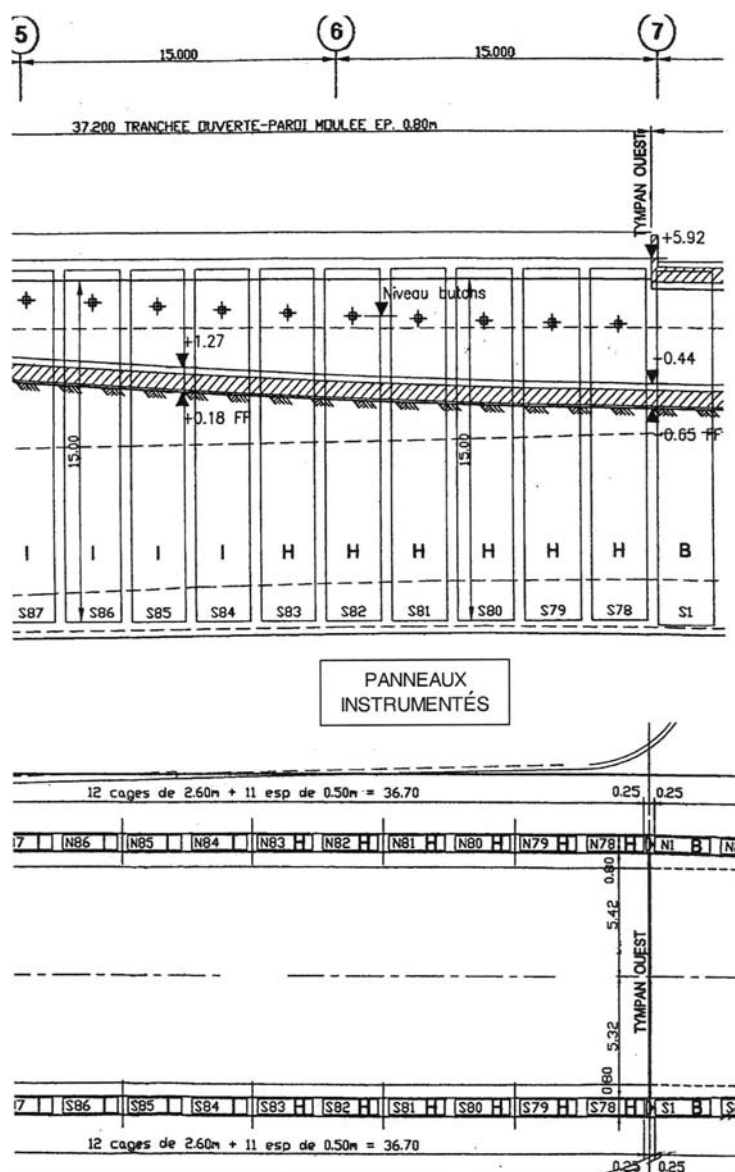
1. réalisation des parois moulées ;
2. couronnement des parois moulées par une poutre en béton coffré ;
3. mise en place de la dalle de couverture en béton coulé en place (dans la partie couverte) ;
4. pré-terrassement jusqu'au-dessous de la cote des butons et mise en place des butons ;
5. terrassement jusqu'à la cote de fondation du radier ;
6. bétonnage du radier ;
7. dépose des butons après durcissement du radier en béton.

Les butons ont été mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la pré-excavation, réalisée par passes d'environ 3 m de longueur. Le processus de phasage de pré-excavation le long de la paroi est prévu pour limiter la zone excavée avant mise en place des butons à une longueur de trois panneaux.

Conditions géotechniques et hydrologiques du site

L'ouvrage est installé dans une zone alluvionnaire de la Seine. Une étude géotechnique préliminaire, fondée sur une campagne d'investigation réalisée le long du tracé, a permis d'identifier la structure lithologique du site au-dessous de la chaussée existante. Elle comporte :

- des remblais sableux et limoneux comportant des débris divers (environ 1,90 m d'épaisseur) ;
- une couche d'argile limoneuse, grise, organique et tourbeuse (environ 5 m d'épaisseur) ;
- des limons argileux et sableux (environ 6,10 m d'épaisseur) ;
- des graves sablo-limoneuses d'une épaisseur de 2,20 m ;
- un substratum de marnes sableuses grises à blanches, calcaires, à partir d'une profondeur d'environ 15,80 m.



□ Figure 1

Vue en plan et profil en long de la zone instrumentée [d'après Duca, 2001].

L'hydrologie du site se caractérise par la proximité de la Seine et l'existence de différentes nappes aquifères régnant dans les couches non argileuses qui sont plus ou moins interconnectées et soumises à la marée.

Plan d'instrumentation

L'essentiel de l'équipement de mesure est installé dans le panneau S81 de la paroi Sud. D'autres équipements ont été placés dans les panneaux S80, S82, N80, N81, N82 (cf. Fig. 1). Les mesures réalisées comportent :

- un suivi des pressions appliquées par le sol sur la paroi (panneau S81) ;
- un suivi inclinométrique du déplacement de la paroi en fonction de la profondeur (panneaux S81, S82, N81, N82) ;
- un suivi des déformations longitudinales des boutons : chacun des boutons correspondant aux panneaux 80, 81, 82 a été équipé de huit jauges (quatre à chaque extrémité), à l'extérieur du bouton et dans une même section transversale [Duca, 2001] ;
- des mesures de convergence entre parois (panneaux 80, 81, 82).

Modélisation numérique tridimensionnelle

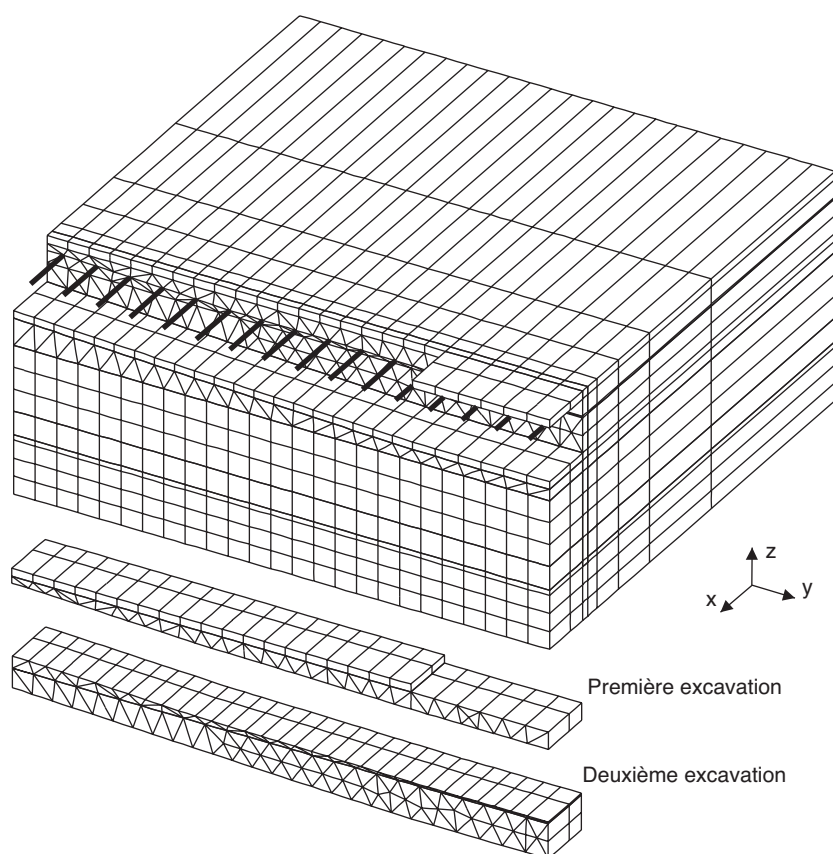
Le comportement de la trémie présente un caractère tridimensionnel particulièrement accentué, à cause de la profondeur variable du radier et de l'existence de la dalle de couverture. On a donc entrepris de réaliser une modélisation numérique par éléments finis de sa construction, afin de savoir si les effets tridimensionnels ont une influence majeure sur les déplacements calculés (par comparaison avec une analyse bidimensionnelle classique).

Le but étant de juger de l'influence des aspects tridimensionnels de la géométrie de l'ouvrage sur son comportement, la prise en compte de l'eau se limite à la prise en compte de poids volumiques différents au-dessus et au-dessous de la nappe, située 2 m sous le terrain naturel. De la même façon, on prend le parti de simplifier autant que possible la modélisation : le modèle tridimensionnel n'est pas l'outil pertinent pour faire des études paramétriques sur les caractéristiques mécaniques des différentes couches, la valeur du coefficient de poussée des terres au repos, l'influence éventuelle de la marée, du phasage réel des travaux lors de la phase de pré-excavation ou celle du vieillissement du béton, par exemple.

Modèle et maillage

Le modèle de calcul correspond à la partie de l'ouvrage où la paroi a une épaisseur et une hauteur constantes de 0,80 m et 15,50 m respectivement (Fig. 2). La zone étudiée, d'une longueur de 50 m, comporte deux parties : l'une est couverte par une dalle de béton armé, l'autre est une tranchée non couverte. Ces deux parties sont séparées par le tympan Ouest. Par symétrie, le modèle se réduit à la moitié de l'ouvrage comportant la paroi Sud. Il s'étend sur 40 m derrière la paroi.

Le maillage pour le calcul contient 4 080 éléments dont 2 008 hexaèdres à 20 nœuds, 2 056 pentaèdres à 15 nœuds et 16 éléments de poutres pour un total de 15 483 nœuds (cf. Fig. 2). Treize groupes d'éléments sont nécessaires pour prendre en compte la complexité des conditions géotechniques, de la géométrie et du phasage de construction.



□ Figure 2

Vue éclatée des différents groupes d'éléments du maillage (CESAR-LCPC).

La paroi moulée, le radier et la dalle de couverture ont été représentés par des éléments de massif, tandis que les butons ont été modélisés par des éléments de poutre à deux nœuds. D'après le plan de construction de l'ouvrage [Duca, 2001], on a considéré la ligne des butons comme parallèle à la fondation du radier à une distance d'environ 3,50 mètres.

Le contact entre la paroi et le sol est considéré comme adhérent.

Sur les bords latéraux du modèle, le déplacement normal est nul et le cisaillement est nul (condition de type « contact lisse ») tandis que, pour le bord inférieur, les trois composantes du déplacement sont nulles.

Caractéristiques mécaniques utilisées dans les calculs

Le comportement du sol est modélisé par une loi élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb.

Les caractéristiques élastiques des couches de sol sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site. Cette évaluation fait appel à la corrélation entre le module pressiométrique E_M du sol et son module d'Young E : $E = E_M/\alpha$, pour les valeurs données dans le tableau I [tiré de Duca, 2001]. Dans les calculs, les couches d'argile limoneuse tourbeuse et de limon argileux et sableux sont prises en compte avec un module d'Young non drainé.

Les paramètres de résistance en condition drainée c' et ϕ' pour les couches sableuses et la cohésion non drainée pour les couches limoneuses sont tirés des résultats d'essais triaxiaux non drainés de type CU + u.

Le coefficient K_0 est calculé pour chaque couche par la formule classique $K_0 = 1 - \sin \phi'$.

La paroi moulée, le radier et la dalle de couverture sont modélisés par des éléments de massif dont le comportement est supposé élastique linéaire isotrope. Le maillage respecte la géométrie réelle et le module d'élasticité de la paroi est estimé par la formule : $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 34\,000$ MPa.

Les mesures de convergence entre parois au niveau des trois butons instrumentés ont montré une discordance importante entre les rigidités théorique et mesurée des butons. Ce phénomène peut être expliqué par un écrasement local du béton au niveau du bouton, une flexion des butons ou un défaut de géométrie [Duca, 2001]. En s'appuyant sur les mesures des efforts axiaux et de convergence d'une extrémité à l'autre des butons, Duca a montré que la raideur des butons, définie par le rapport $k = \Delta N/\Delta y$ entre la variation ΔN de l'effort axial dans les butons et le raccourcissement Δy des butons a une valeur expérimentale 6,6 fois plus faible que la valeur théorique. Il a également montré que les dilatations thermiques des butons ont une influence non négligeable.

Dans les calculs, les caractéristiques attribuées aux éléments de poutre qui représentent les butons prennent en compte la rigidité mesurée, et le calcul est réalisé avec les valeurs figurant dans le tableau II. On notera que, si l'interprétation de la discordance entre les rigidités mesurées et prévues est correcte, il y a vraisemblablement une non-linéarité (que l'on ne cherchera pas à prendre en compte) et que la rigidité adoptée pour les butons correspond à une valeur sécante, plus ou moins représentative du comportement global du bouton pour le niveau de déformation effectivement atteint au cours de la construction.

TABLEAU I
Caractéristiques physiques et géotechniques utilisées dans les calculs

Couche	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	α	E_M (MPa)	E (MPa)
Paroi moulée, dalle	24,0	-	-	-	-	-	34 000
Radier sous la chaussée	24,0	-	-	-	-	-	34 000
Corps de chaussée	24,0	-	-	-	-	-	-
Remblais sableux	20,5	55	10	27	0,33	4,4	13,4
Argile limoneuse	16,0	21	0	20	0,66	2,1	3,65
Limons argileux	19,5	40	0	25	0,50	3,9	9,0
Graves sablo-limoneuses	22,0	0	0	35	0,33	19,5	60
Marnes sableuses	22,0	300	100	25	0,50	96,8	200

TABLEAU II
Caractéristiques mécaniques et physiques utilisées pour les butons

Caractéristiques mécaniques	γ (kN/m ³)	D (m)	d (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	E (MPa)
Butons réels	78,50	0,410	0,387	0,014	0,00028	210 000
Élément de poutre	78,50			0,014	0,00028	34 000

D : diamètre extérieur ; d : diamètre intérieur ; S : aire de la section ; I : moment d'inertie géométrique.

Simulation du phasage de construction

La réalisation complète de l'ouvrage est simulée par une série de six étapes de calcul successives. On réalise d'abord une initialisation de l'état de contraintes dans le massif en faisant l'hypothèse que la mise en place de la paroi moulée ne perturbe pas l'état de contraintes. On simule ensuite la mise en place de la dalle de béton armé dans la zone couverte (en activant son poids propre et sa rigidité), avant l'excavation du sol devant la paroi. L'étape suivante consiste à simuler la phase de pré-excavation en appliquant des forces de déconfinement sur le contour de l'excavation.

Pour prendre en compte de façon simplifiée le fait que la pré-excavation réalisée comportait des risbermes, d'une part, et était conduite avant butonnage par passes limitées de 10 à 15 m de longueur, d'autre part, le calcul de la pré-excavation est conduit en prenant un taux de déconfinement égal à 0,5 ; on modélise dans l'étape suivante la mise en place des butons et l'application du reste des forces de déconfinement. La méthode adoptée ici pour modéliser la pré-excavation et la mise en place des butons constitue une hypothèse simplificatrice forte. Elle s'inspire de la mise en œuvre de la méthode convergence-confinement dans le calcul des tunnels en section transversale, qui propose de tenir compte de la distance de pose du soutènement par rapport au front de taille en appliquant sur le contour de la zone excavée un déconfinement partiel. Pour le calcul d'une paroi avec un phasage de pré-excavation complexe, on manque d'éléments pour choisir la valeur du taux de déconfinement : une possibilité consisterait à faire une étude par éléments finis en condition tridimensionnelle auxiliaire afin de se faire une idée du déplacement obtenu lors de la pré-excavation devant trois panneaux de paroi. Cette étude n'a pas été faite faute de temps, et la valeur adoptée pour le taux de déconfinement resterait à discuter de manière précise. Elle a donné des résultats acceptables, comme on le verra dans la suite, mais elle aurait pu être remise en cause si les calculs avaient donné des résultats trop différents du comportement observé de l'ouvrage.

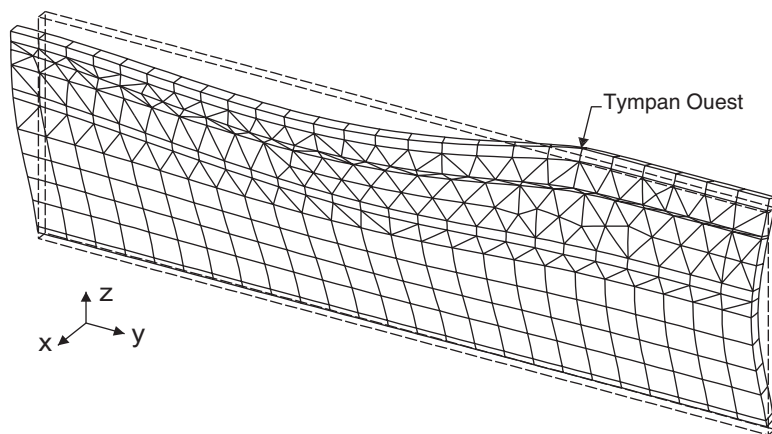
L'étape suivante (quatrième étape de calcul) simule l'excavation devant la paroi jusqu'à la cote de la fondation du radier. Elle est marquée par la présence des butons entre les deux parois. La cinquième étape modélise la mise en place du radier en béton : elle consiste à introduire la rigidité correspondante et le poids volumique du radier. Enfin, la sixième étape simule la dépose des butons en appliquant sur la paroi des forces nodales correspondant aux valeurs des forces dans les butons.

Déroulement et résultats de calcul

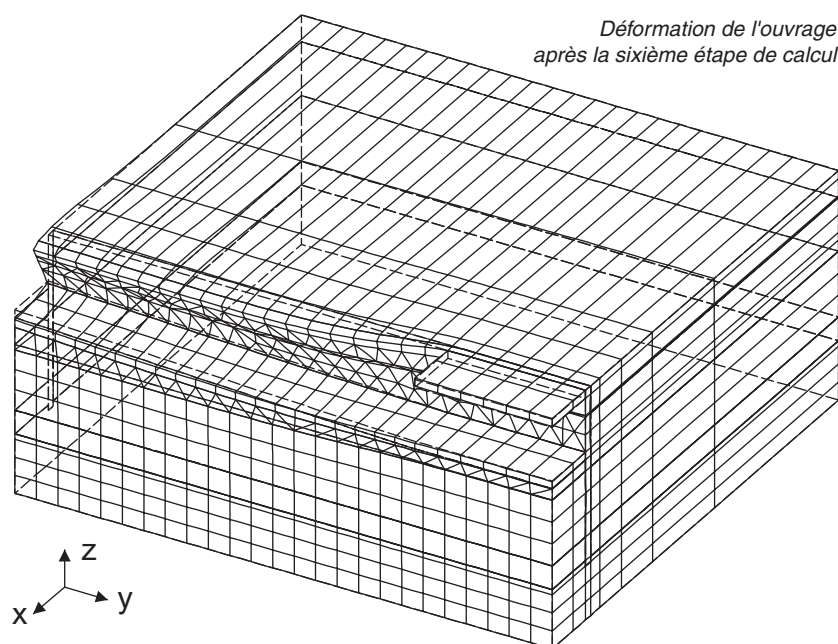
Pour le modèle de Mohr-Coulomb, les calculs réalisés à l'aide du module de calcul mécanique MCNL du progiciel CESAR-LCPC se sont déroulés sans problème particulier : une bonne convergence a été obtenue à chaque étape de calcul. Les zones plastiques dans le massif après la dépose des butons se concentrent dans le sol devant la paroi au niveau du fond de fouille, avec un déplacement important du fond d'excavation. Les résultats montrent que la déformation plastique maximale atteint la valeur de 4,5 % au niveau du radier entre les parois.

Déformations de l'ensemble de l'ouvrage

La figure 3 montre les déformations de la paroi moulée après la deuxième étape de calcul, c'est-à-dire après la première phase de la pré-excavation pour la mise en place des butons. Dans la zone ouverte, les déplacements varient le long de l'ouvrage. La paroi travaille comme une console, encastree plus ou moins dans la couche de marne (la paroi a 15 m de hauteur avec une fiche variant entre 9 et 11 m). Le déplacement maximal se trouve donc à la tête de la paroi.



□ **Figure 3**
Déformations de la paroi moulée
après la deuxième étape de
calcul.



□ **Figure 4**
Déformations de l'ensemble de l'ouvrage dues à la dépose des butons.

Dans la zone couverte, la paroi travaille comme une poutre appuyée sur deux points rigides, la couche de marne et la dalle de couverture. Le déplacement maximal de la paroi dans cette partie se trouve à peu près à la moitié de la profondeur excavée.

La figure 4 présente les déformations de l'ensemble de l'ouvrage dues à la dépose des butons (obtenues en faisant la différence entre les déplacements calculés après et avant la dépose). Les déplacements de la paroi sont très faibles au niveau de la dalle de couverture, mais présentent une forte variation le long de la paroi dans la zone découverte.

Déplacement de la paroi le long de l'ouvrage

Les figures 5 et 6 représentent les déplacements horizontaux de la tête de la paroi issus des phases de calculs numéros 2, 3, 4, 5 et 6, en fonction de la position du point considéré le long de l'ouvrage. Les déplacements varient fortement le long de l'ouvrage, ce qui traduit la variation de la profondeur de

Figure 5
Déplacements horizontaux
en tête le long de la paroi
après les étapes de calcul 2 et 3.

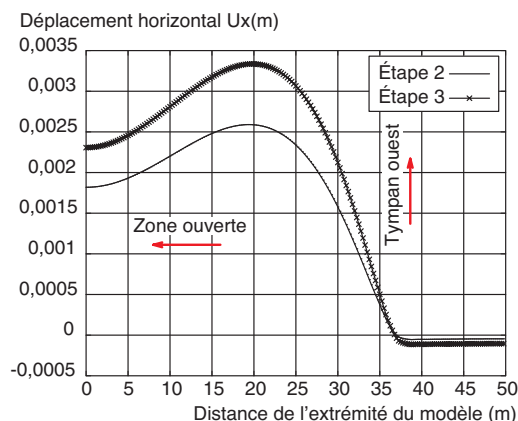
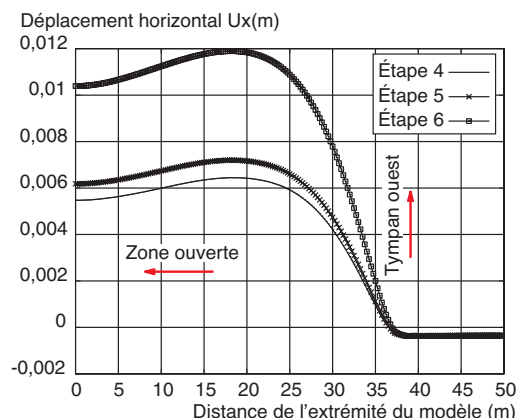


Figure 6
Déplacements horizontaux
en tête le long de la paroi
après les étapes de calcul 4 à 6.



l'excavation ; l'influence de la dalle de couverture est aussi très claire. Après la sixième étape de calcul, le déplacement le plus important se trouve autour du panneau 83 ($y \approx 20$ m), non loin de la zone instrumentée (les panneaux 80, 81, 82 se situent dans la zone $22 \text{ m} \leq y \leq 31 \text{ m}$).

Confrontation des résultats de calculs aux mesures

Déformations de la paroi

Les déformations de la paroi ont été suivies après chaque étape des travaux grâce à des inclinomètres installés dans les panneaux 81 et 82. L'initialisation des mesures a été réalisée après la réalisation de la poutre de couronnement. Le tableau III représente le calendrier des mesures des déformations effectuées sur la paroi avec les phases de travaux et les étapes de calcul correspondantes.

Les figures 7, 8, 9, 10 présentent une confrontation des déplacements calculés et des valeurs mesurées sur le panneau 82. On peut noter que le déplacement de la tête de la paroi n'est pas bien reproduit sur la figure 7 pour la phase de mise en place des butons. Il est probable que le problème provient ici de la modélisation très fruste utilisée pour l'interface sol-paroi (supposée adhérente). Pour les étapes suivantes, les déplacements calculés au niveau du panneau instrumenté correspondent bien aux résultats de mesure.

Efforts dans les butons

La figure 11 présente les valeurs calculées des efforts dans les butons (numérotés de 1 à 16 le long de la paroi) après les troisième, quatrième et cinquième étapes de calcul. On constate une variation importante des efforts dans les butons le long de l'ouvrage. Dans la zone ouverte, l'effort diminue là où la profondeur d'excavation est plus faible. Dans la zone couverte, les déplacements de la paroi sont limités par la dalle de couverture, et les efforts dans les butons sont logiquement assez faibles.

TABLEAU III
Phases de mesure des déformations des butons et de la paroi [Duca, 2001]

Date	Description de la phase des travaux	Mesures	Étape de calcul
17 avril	Exécution de la poutre de couronnement	Mesure 0	Initialisation des contraintes : calcul 0
	Mise en place de la dalle de couverture		calcul 1
16 mai	Préterrassment et mise en place des butons instrumentés	Mesure 1	Pré-excavation : calcul 2 Fin du déconfinement : calcul 3
17 mai	Excavation jusqu'à la cote de fondation du radier	Mesures 2,3	calcul 4
8 juin	Mise en œuvre du radier entre les 2 parois	Mesure 4	calcul 5
20 juin	Dépose des butons	Mesure 5	
26 juillet	5 semaines après la fin des travaux	Mesure 6	calcul 6

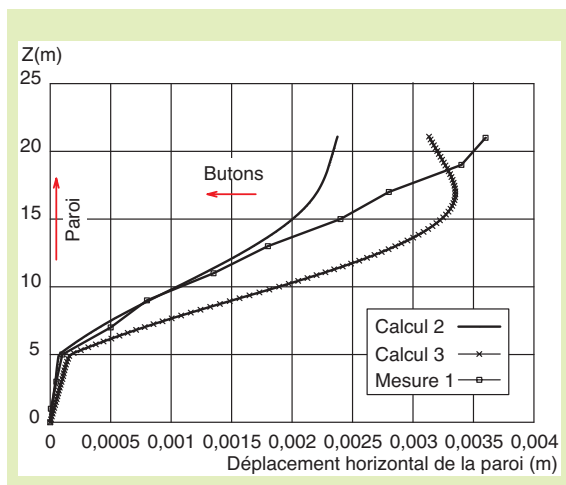


Figure 7
Confrontation des résultats de calcul après la troisième étape de calcul 3D.

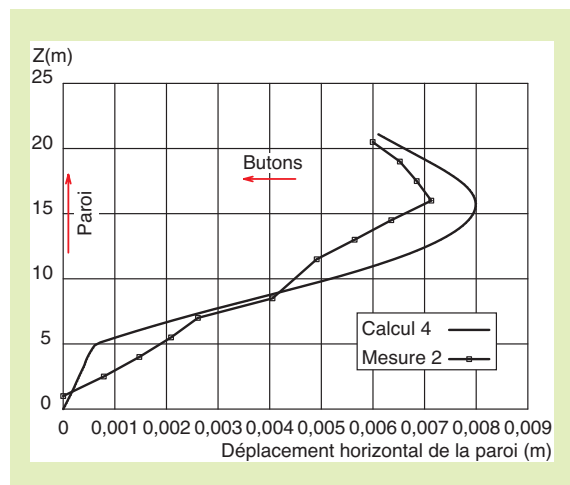


Figure 8
Confrontation des résultats de calcul après la quatrième étape de calcul 3D.

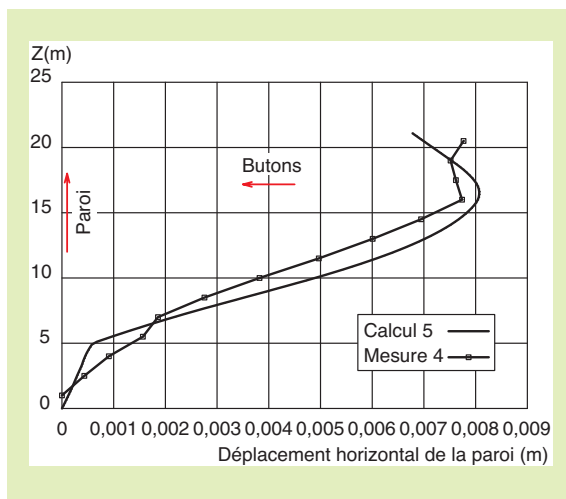


Figure 9
Confrontation des résultats de calcul après la cinquième étape de calcul 3D.

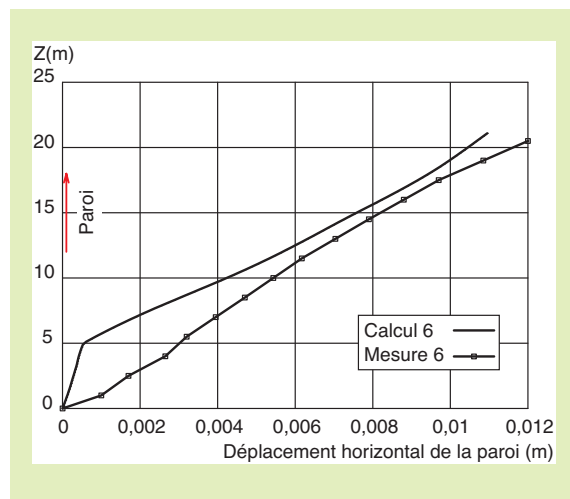
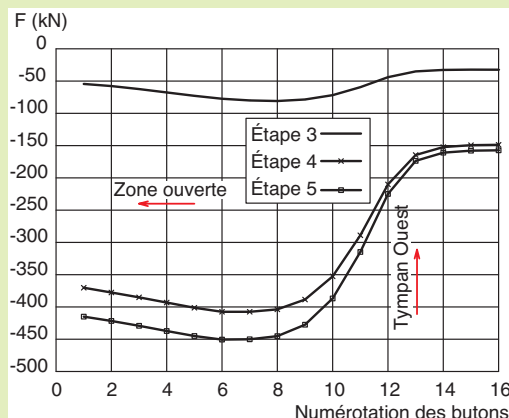
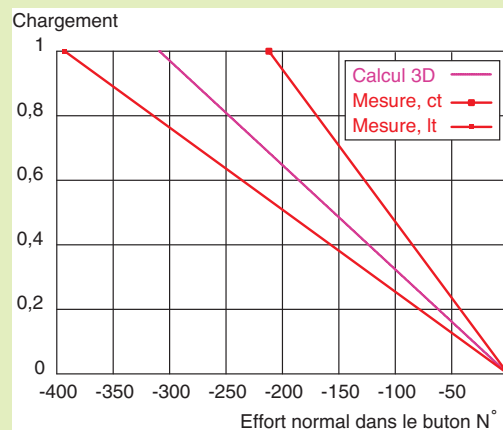


Figure 10
Confrontation des résultats de calcul après la sixième étape de calcul 3D.



■ **Figure 11**

Efforts dans les boutons après les étapes de calcul 3, 4 et 5.



■ **Figure 12**

Variation d'effort dans le bouton n° 9 (panneau N-S 81) entre les étapes 3 et 4.

Après la troisième étape de calcul, les efforts dans les boutons des panneaux correspondant à la zone instrumentée (n° 10, 9 et 8 respectivement dans la figure 11) semblent sous-estimés par rapport aux mesures. Cependant, il est important de noter la qualité inégale des mesures : l'analyse détaillée des mesures révèle que les différentes mesures du bouton n° 10 varient d'un facteur 10 et les mesures des boutons n° 9 et n° 10 diffèrent d'un facteur 3. Après la quatrième étape de calcul, l'excavation jusqu'à la fondation du radier provoque une augmentation importante des efforts dans les boutons dans la zone ouverte. La mise en place du radier (cinquième étape) augmente encore les efforts dans les boutons : on peut interpréter ce résultat en admettant que la prise en compte du poids du radier se traduit par l'application d'une pression sur le fond d'excavation, qui fait pivoter les parois en partie supérieure, ce qui augmente les efforts de compression dans les boutons.

La figure 12 représente la variation de l'effort dans le bouton du panneau 81 (n° 9 du modèle numérique) entre les étapes de calcul numéro 3 et 4 (excavation jusqu'à la fondation du radier). Ce résultat est bien encadré par les moyennes de mesure après cette phase de travaux à court terme (12 jours) et à long terme (22 jours).

Discussion

Malgré les simplifications faites dans la modélisation, les résultats des calculs numériques de la construction de l'ouvrage sont cohérents avec les déplacements mesurés sur l'ouvrage. La relative simplicité du maillage permet d'analyser le comportement tridimensionnel de l'ouvrage en un temps raisonnable (quelques dizaines de minutes pour l'ensemble des six étapes de calcul).

L'objectif de la modélisation était de juger de l'influence des effets tridimensionnels et, plus précisément, de la présence de la dalle de couverture et du fait que la voie de circulation abritée par l'ouvrage s'enfonce progressivement sous le terrain naturel. Les déplacements calculés montrent clairement que la déformée de la paroi varie de manière complexe le long de l'ouvrage, ce qui mérite d'être souligné dans la mesure où cet effet est difficile à introduire dans des calculs en déformation plane. Enfin, la confrontation avec les mesures permet de confirmer le potentiel de la méthode des éléments finis pour calculer le comportement réel des ouvrages au cours de leur construction.

MODÉLISATION COUPLÉE DU QUAI EN EAU PROFONDE DU PORT DE CALAIS

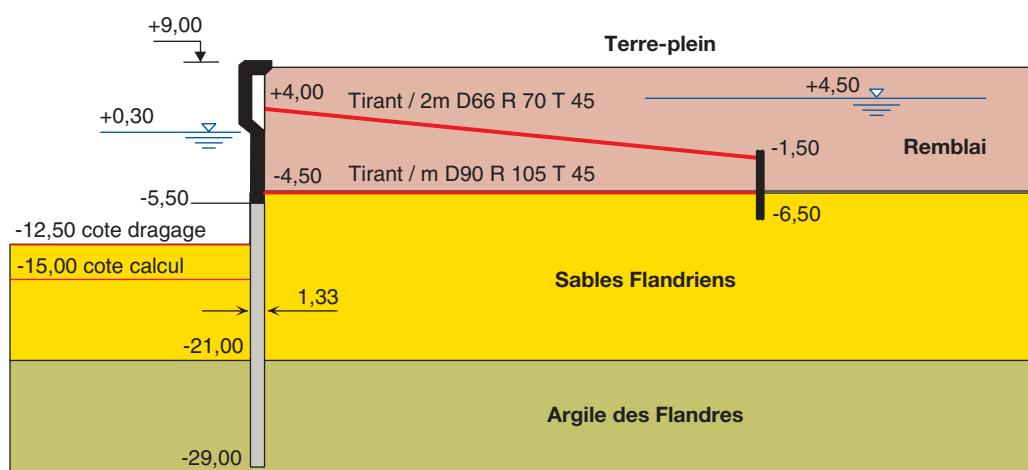
Construit à la fin des années 1980, le quai en eau profonde du port de Calais est constitué par une paroi en béton armé retenue en tête par deux lits de tirants. Pendant sa construction, il a fait l'objet d'un suivi de ses déformations et de ses déplacements. Une étude détaillée des propriétés physiques

et mécaniques des sols a également été réalisée, de sorte que l'on dispose de tous les éléments nécessaires à la mise en œuvre et à la validation d'une modélisation par éléments finis. On présente d'abord brièvement l'ouvrage et le phasage de construction : pour davantage de détails sur l'ouvrage, le lecteur pourra se reporter à Delattre [1999] et Delattre et Mespoulhe [1999]. On présente ensuite une analyse numérique couplée des étapes de travaux, réalisée à l'aide du module CSNL du logiciel CESAR-LCPC (module en développement, disponible seulement dans la version « expert »). Le but de cette modélisation était de mettre en œuvre cet outil sur un cas réel pour juger de ses performances et de son ergonomie.

L'ouvrage et son site

Description de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un écran de soutènement, dont la hauteur libre est de 24 m et la longueur de 725 m, à usage de quai. La solution technique adoptée est une variante d'entreprise constituée d'un écran de soutènement réalisé en partie en paroi moulée dans le sol, en partie en béton coffré, ancré par un système passif comprenant deux nappes de tirants et un rideau de palplanches servant de massif d'ancrage (Fig. 13).



□ Figure 13

Coupe type de l'ouvrage terminé, d'après Neveu et al. [1994]

Contexte géotechnique et hydrologie

Les sols rencontrés sur le site ont fait l'objet de trois campagnes de reconnaissance dont la description détaillée se trouve dans Delattre et al. [1999]. Le site est initialement constitué de deux formations :

- les sables flandriens entre la surface du sol aux environs de + 5,00 Cote Marine (CM) et une profondeur de – 21,00 à – 22,50 CM. Ces sables sont des sables fins homométriques, mis en place lors des mouvements du niveau de la mer au quaternaire ;
- l'argile des Flandres située au-dessous de la cote – 21,00 à – 22,50 CM, avec une épaisseur non reconnue. C'est une argile raide, mise en place à l'Éocène.

Le tableau IV rassemble les valeurs des paramètres des sols tirées de l'ensemble des essais.

Avant son aménagement, le site était abrité des variations du niveau de la mer par une digue d'enclosure. Le nouveau bassin est en revanche soumis aux conditions de marée : le niveau de marée haute de vives eaux extrêmes peut s'établir aux environs de + 8,00 CM et le niveau de marée basse de vives eaux extrêmes aux environs de + 0,30 CM. Durant les différentes opérations de construction (mars 1989 à novembre 1989), la nappe phréatique a été rabattue au niveau – 8,00 pour remonter ensuite à – 5,00 puis à – 1,60 CM.

TABLEAU IV
Caractéristiques géotechniques des couches de sol, d'après Delattre et al. [1999]

Couches de sols	Niveau d'assise (CM)	Épaisseur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (degrés)	c_u (kPa)	E_M (MPa)
Remblai	- 4,50	9,5-10,0	20,25	16,50	0-6	37,5-41	-	20-35
Sables flamandais	- 21,00	16,50	20,25	16,50	0-6	37,5-41	-	20-40
Argile des Flandres	-	-	20	15,60	20-50	20-22	150-250	20-60

Phasage de construction

La construction a été réalisée en neuf étapes, décrites brièvement ci-dessous. Pour une description plus détaillée, on peut se rapporter à Delattre et Mespoulhe [1999].

■ **Phase 1.** Une plate-forme est réalisée à la cote - 4,50 CM, la nappe phréatique étant rabattue à - 8,00 CM. À partir de cette plate-forme, la paroi moulée (épaisseur 1,33 m) est coulée. Son pied atteint la cote - 29,00 CM, environ 8 m sous l'interface entre les sables en place et l'argile des Flandres sous-jacente. Elle est recépée à la cote - 5,50 CM.

■ **Phase 2.** La paroi moulée est prolongée entre - 5,50 et + 7,00 CM par une superstructure en béton armé coffré. La nappe de tirants inférieure de diamètre 90 mm et de longueur 42 m ainsi que le rideau d'ancrage arrière sont mis en place.

■ **Phase 3.** Les remblais de sable sont réalisés jusqu'au niveau de la nappe des tirants supérieurs à la cote + 4,00 CM et suivant une pente de 7 degrés. La nappe des tirants supérieurs est mise en place ensuite. Il s'agit de tirants passifs de diamètre 55 mm, de nuance T45 et espacés de 2 m. Elle est ancrée au même rideau de palplanches que la nappe inférieure.

■ **Phase 4.** Le terrain est remblayé derrière la paroi jusqu'à la cote + 7,00 CM, tandis que l'écran est couronné à la cote + 9,00 CM par une poutre longitudinale. Une piste de chantier est mise en place 20 m en arrière de l'écran.

■ **Phase 5.** Remblaiement jusqu'à la cote + 8,70 CM. La nappe remonte à la cote - 5,00 CM.

■ **Phases 6 et 7.** Le quai est dragué à la cote - 10,50 CM et ensuite à la cote - 13,40 CM côté bassin.

■ **Phase 8.** Arrêt du rabattement : la nappe remonte à - 1,60 CM côté terrain et - 0,60 CM dans le bassin.

■ **Phase 9.** Le bassin est mis en eau. Le niveau d'eau est variable dans le bassin (+ 0,30 à + 8,00 CM) et la nappe trouve une position d'équilibre en arrière de la paroi (+ 4,50 CM).

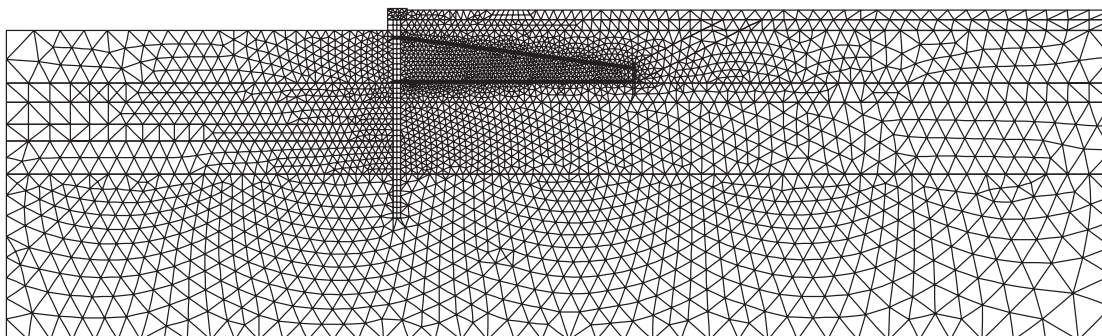
Instrumentation et suivi de chantier

L'instrumentation mise en œuvre comportait des inclinomètres dans la paroi moulée et sa superstructure, des couples d'extensomètres à corde vibrante sur les tirants d'ancrage et dans la paroi moulée et, enfin, des plots de visée topographique en tête de paroi. Une dizaine de relevés des différents appareils ont été effectués au cours de la construction de l'ouvrage jusqu'à sa mise en service, entre mars 1989 et mars 1991. Pour les détails du programme de mesures, on peut se reporter à Delattre et Mespoulhe [1999].

Modélisation numérique couplée avec CESAR-LCPC

Modèle et maillage

Compte tenu de la longueur de l'ouvrage, les calculs ont été réalisés en configuration bidimensionnelle. Le domaine maillé correspond à une hauteur totale de 50 m et une longueur de 200 m dont 70 m devant et 130 m derrière la paroi. Le maillage, représenté sur la figure 14, est constitué de 7 500 triangles à six nœuds, 450 quadrilatères à huit nœuds et 500 éléments de relation linéaire (RL) ; il comporte 8 450 éléments et 16 500 nœuds. La complexité du phasage des travaux et la diversité des opérations nécessitent de définir trente et un groupes d'éléments, dont quatre représentent l'interface entre les tirants et le sol.



□ **Figure 14**

Maillage du modèle de calcul.

Conditions aux limites

Sur les bords latéraux, le déplacement normal est nul et le cisaillement est nul (condition de type « contact lisse ») tandis que, pour le bord inférieur, les deux composantes du déplacement sont imposées et nulles. Les conditions aux limites hydrauliques imposent la charge sur le toit de la nappe et sur une partie des limites verticales. Elles varient d'un calcul à l'autre selon que la nappe est rabattue ou remonte lors de la phase de travaux étudiée.

Caractéristiques mécaniques utilisées pour la modélisation numérique

Le comportement du sol est modélisé par une loi élastoplastique avec un critère de Mohr-Coulomb. Les paramètres de résistance en condition drainée c' , ϕ' et les poids volumiques sont tirés du tableau IV. Concernant l'argile des Flandres, une étude réalisée par Josseaume [1998], a permis de proposer les valeurs suivantes pour le module tangent à l'origine E'_0 et pour le module sécant à 50 % du déviateur à la rupture E'_{50} :

$$E'_0 = 56,5 \text{ Mpa ;}$$

$$E'_{50} = 26 \text{ Mpa.}$$

Ces valeurs ont été mesurées au moyen d'essais triaxiaux en condition drainée pour une contrainte de confinement initiale variant entre 120 et 160 kPa.

Le module de cisaillement initial horizontal de l'argile a, par ailleurs, été évalué à partir de résultats d'essais au pressiomètre autoforeur :

$$G_{hh} = 88 \text{ MPa.}$$

À partir de cette valeur, en adoptant un coefficient de Poisson $\nu'_{hh} = 0,03$ et un rapport d'anisotropie $n = E'_v / E'_{hh} = 0,55$, Josseaume [1998] a estimé le module d'Young horizontal E_{hh} à 180 MPa et le module d'Young vertical $E'_v > 100 \text{ MPa}$. Ces valeurs sont bien supérieures à celles évaluées à partir des essais triaxiaux.

Compte tenu de ces éléments, et du fait que l'argile présente sur le site se trouve à une profondeur telle qu'elle est soumise à une contrainte initiale sensiblement plus forte que la contrainte initiale des essais triaxiaux, on a choisi délibérément de retenir une valeur élevée pour le module élastique de l'argile. On a adopté la valeur de 120 MPa (il importe de bien voir que, dès lors que le module de l'argile est suffisamment élevé par rapport à celui des autres couches, sa valeur exacte a une influence limitée sur le résultat des calculs).

En ce qui concerne les sables flandriens, les caractéristiques élastiques sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site, en faisant appel à la corrélation proposée par Dauvis et Ménard [1964] entre les modules pressiométrique et oedométrique : $E_{oed} = E_M / \alpha$. Delattre [1999] propose une valeur de α égale à 0,3. Le module pressiométrique des sables, en place aussi bien qu'en remblai, est de l'ordre de 30 MPa, ce qui conduit à un module d'Young de l'ordre de 75 MPa.

La paroi moulée, le rideau de palplanches ainsi que les tirants sont modélisés par des éléments de massif dont le comportement est supposé élastique linéaire isotrope.

On respecte dans le modèle la géométrie réelle de la paroi, et on adopte donc pour son module d'élasticité la valeur donnée par la formule classique pour le module à court terme : $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$.

En revanche, la géométrie des rideaux de palplanches n'est pas respectée dans le modèle. On attribue aux éléments correspondants un module équivalent respectant la rigidité de flexion du rideau réel, de manière à assurer l'égalité :

$$E_p^e I_p^e = E_p I_p$$

où E_p et E_p^e désignent respectivement le module d'élasticité des palplanches et le module équivalent, et I_p et I_p^e désignent respectivement l'inertie du rideau réel et l'inertie du rideau modélisé.

Les lits de tirants d'ancrage sont modélisés par deux plaques équivalentes, dont les caractéristiques (module élastique E^{eq} et épaisseur ϕ^{eq}) sont déterminées en considérant uniquement l'égalité entre les rigidités en traction, suivant les conclusions de Unterreiner [1994]. Pour faciliter la construction du maillage, on donne une épaisseur fictive à la plaque équivalente $\phi^{eq} = 0,1$ m ; le module élastique équivalent de la plaque est donc calculé par la formule :

$$E^{eq} = \frac{1}{\phi^{eq} e_t} \frac{\pi \phi^{tirant}}{4} E^{tirant}$$

où ϕ^{tirant} désigne le diamètre du tirant et e_t l'espacement horizontal entre deux tirants successifs.

Des éléments spéciaux dits « de relation linéaire » (famille d'éléments n° 9 de CESAR-LCPC) ont été utilisés pour maintenir la continuité des déplacement du sol de part et d'autre de la plaque équivalente. Ils sont mis en service dans les troisième et quatrième étapes de calcul simulant les opérations de remblaiement derrière la paroi après la mise en place des tirants.

L'interface sol-tirant est modélisée par une couche d'éléments de faible épaisseur de part et d'autre du tirant, dont le comportement est décrit par les mêmes caractéristiques élastiques que celles du sol, mais dont le critère de rupture est « orienté » parallèlement aux tirants (le critère de rupture n'est pas fonction des invariants du tenseur des contraintes, mais porte directement sur la contrainte normale et la contrainte tangentielle au tirant). La détermination des paramètres des éléments d'interface est effectuée en se fondant sur l'hypothèse que la résistance limite de ceux-ci est déterminée uniquement en terme d'adhésion en prenant un angle de frottement nul [Benhamida, 1998] ; cela conduit à adopter une cohésion des éléments d'interface $c^{interface} = q_s^e$, où q_s^e est le frottement mobilisable équivalent calculé par la formule :

$$q_s^e = \frac{\pi \phi^{tirant}}{2 e_t} q_s$$

Les conditions hydrauliques sont simulées dans les calculs numériques en prenant en compte l'existence de la nappe et les mouvements de celle-ci durant les phases de construction. En absence d'essais hydrologiques plus détaillés, on adopte pour la perméabilité de l'argile des Flandres la valeur de 10^{-9} m/s et pour les sables, la valeur de 10^{-4} m/s.

Le tableau V rassemble les propriétés adoptées pour la modélisation du comportement du sol et des éléments de structure. Pour le sol, on a été conduit à attribuer un module constant dans chaque

TABEAU V
Caractéristiques géotechniques utilisées dans le modèle

Couches de sol	γ (kN/m ³)	P_0 (kPa)	E (MPa)	ν	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ (°)
Tirant supérieur	-	-	3 590	0,2	-	-	-
Tirant inférieur	-	-	13 353	0,2	-	-	-
Paroi moulée	-	-	20 000	0,2	-	-	-
Interface sup./remblai	-	-	75	0,3	0	4,0	0
Interface inf./remblai	-	-	75	0,3	0	5,5	0
Rideau de palplanches	-	-	22 000	0,2	-	-	-
Remblais	20,00	-	75	0,3	30	0	30
Sables flamandais	20,25	-	75	0,3	40	6	40
Argile des Flandres	20,00	-	120	0,2	23	40	23

formation, faute de pouvoir prendre en compte simplement avec le logiciel utilisé une variation des modules avec la profondeur.

Le coefficient K_0 a été pris égal à 0,9 dans la couche d'argile, cette valeur étant tirée de la synthèse des résultats de différents essais faite par Josseaume [1998]. Faute d'information plus précise, il a été pris égal à $1 - \sin \varphi'$ dans les sables flamandais.

Phasage des calculs

La construction du quai a été simulée par une série de neuf étapes de calcul enchaînées. La première étape réalise l'initialisation des contraintes et de la pression (la nappe phréatique se situe au niveau + 5 CM) régnant dans le massif avant toutes opérations de travaux. La deuxième étape simule le rabattement de la nappe au niveau - 8,00 CM en imposant des conditions limites hydrauliques adéquates à la surface libre et un chargement de type poids volumique. Dans la troisième étape, on simule la réalisation de la plate-forme de travail au niveau - 4,50 CM. La quatrième étape consiste à modéliser la mise en place de la paroi, du rideau d'ancrage et du premier lit de tirants ; elle simule également la réalisation de la première phase de remblaiement derrière la paroi. Deux groupes d'éléments de relation linéaire ont été ajoutés pour maintenir la continuité des déplacements de part et d'autre de la « plaque équivalente » qui représente le lit de tirants. La mise en place du deuxième lit de tirants et des relations linéaires associées, suivie de la deuxième phase de remblaiement jusqu'à la cote + 7,00 CM et la réalisation de la piste de chantier, sont simulées dans la cinquième étape de calcul. Dans la sixième étape, les remblais sont montés au niveau final à + 8,70 CM derrière la paroi ; en même temps, la nappe remonte au niveau - 4,50 CM. Cette remontée est simulée en imposant une charge hydraulique constante à la nouvelle surface de la nappe et une variation de la charge hydraulique correspondant à la surface actuelle. Comme dans la deuxième étape, le changement de poids volumique est pris en compte par un chargement volumique *ad hoc*. La septième étape simule la première phase de dragage devant le quai jusqu'au niveau - 10,50 CM. C'est une opération d'excavation sous l'eau, ce qui suppose un traitement approprié pour le calcul des forces d'excavation à partir des résultats de l'étape précédente. La huitième étape simule la deuxième phase de dragage jusqu'au niveau final à - 13,40 CM. La neuvième étape de calcul modélise la mise en eau du bassin : côté bassin, le niveau de l'eau s'élève à + 1,10 CM ; derrière la paroi, le niveau de la nappe est à + 5,20 CM (valeurs correspondant aux mesures réalisées en octobre 1990). Enfin, la dernière étape modélise la mise en service de l'ouvrage avec l'application d'une charge uniforme de 40 kPa répartie sur une bande de 25 m au bord du quai, et une pression uniforme égale à 150 kPa au-delà.

Résultats

Les calculs se sont déroulés sans problème particulier. Une bonne convergence a été obtenue après chaque étape de calcul. On présente dans la suite les principaux résultats, c'est-à-dire les déplacements de la paroi et les tensions dans les tirants et la confrontation avec les valeurs mesurées.

L'instrumentation de l'ouvrage comporte quatre inclinomètres installés dans l'écran de soutènement, [Delattre et *al.*, 1999]. Les déplacements mesurés par trois de ces inclinomètres sont cohérents et comparables entre eux, mais le quatrième a donné de manière systématique des déplacements nettement plus élevés que les autres. Les résultats de calcul sont comparés avec une fourchette constituée par le minimum et le maximum des déplacements donnés par les trois premiers inclinomètres, jugés plus fiables.

Les déplacements de la paroi sont remis à zéro après la deuxième étape de calcul, qui correspond à l'origine des mesures inclinométriques dans la paroi après la réalisation de la plate-forme de travail au niveau + 4,5 CM, le rabattement de la nappe au niveau - 8,00 CM et la réalisation de la paroi moulée.

Les figures 15 et 16 comparent les résultats des quatrième et cinquième étapes de calcul avec les mesures. Ces deux étapes correspondent au remblaiement derrière la paroi jusqu'aux niveaux + 4,00 CM et + 7,00 CM respectivement. On constate une bonne concordance, notamment pour la quatrième étape de calcul dans laquelle la paroi travaille comme une poutre retenue au niveau de la nappe de tirant inférieure. Pour l'étape 5, le remblaiement se traduit par une augmentation de la poussée latérale du terrain situé sous le niveau d'ancrage et donc des déplacements de la paroi vers le bassin à ce niveau ($z = 30$ m - cf. Fig. 16). Les déplacements sont fortement diminués au niveau de la nappe de tirants inférieure [$z = 41,5$ m] qui joue bien son rôle d'ancrage de l'écran. Les figures 17 à 20 présentent les résultats des calculs pour les phases de travaux 6, 7, 9 et 10 (en service) respectivement. Les calculs sont toujours dans la fourchette des mesures.

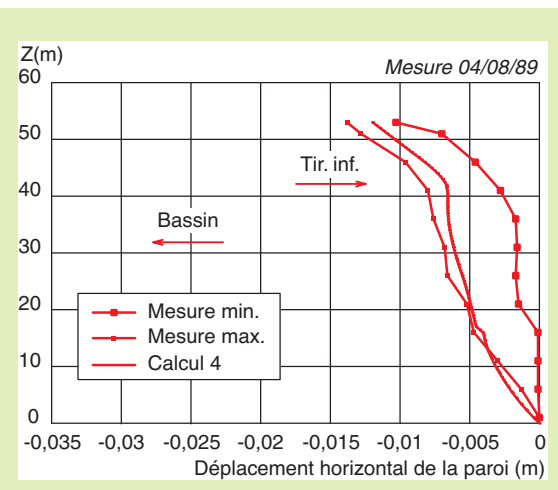


Figure 15

Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 3.

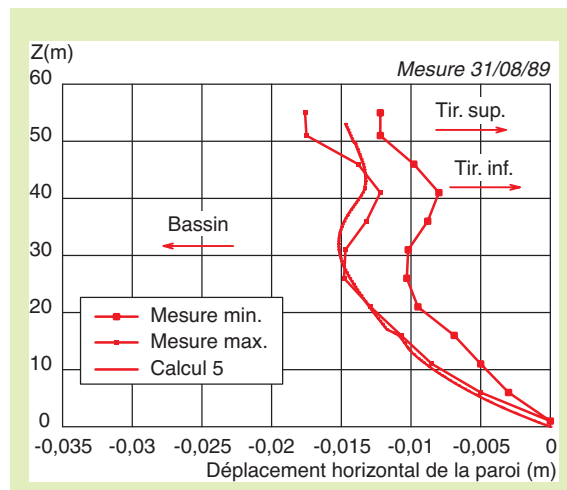


Figure 16

Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 4.

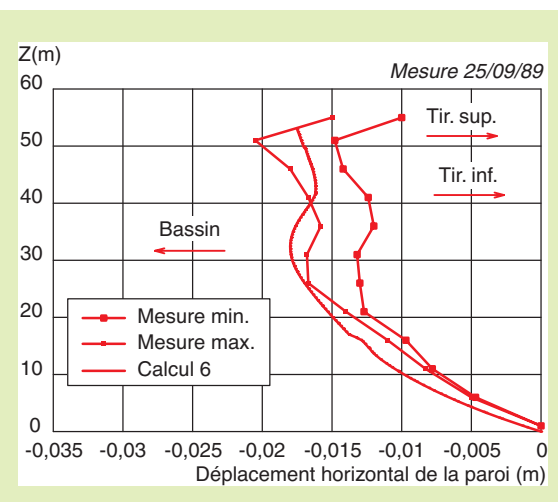


Figure 17

Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 5.

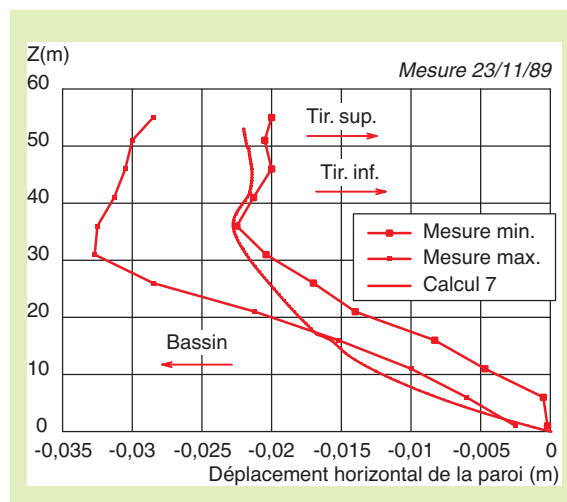


Figure 18

Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 6.

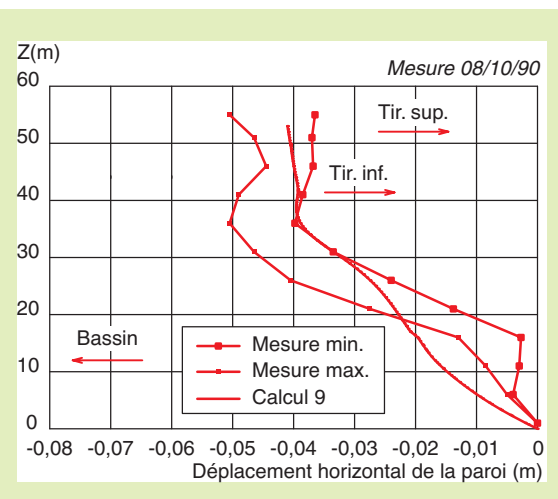


Figure 19

Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 9.

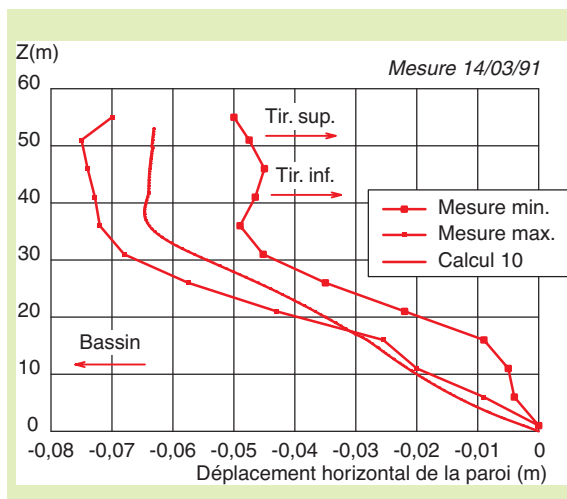


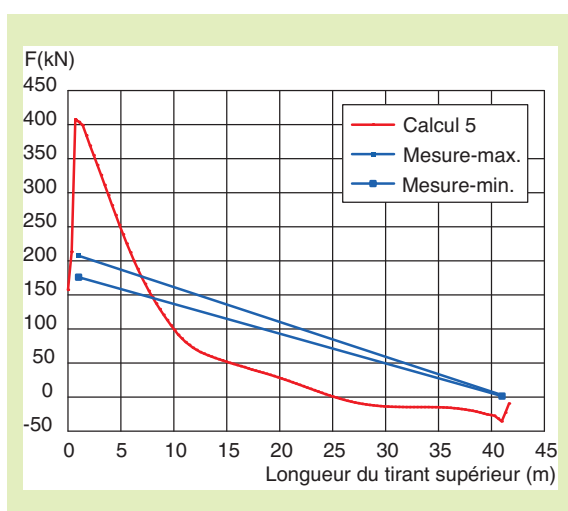
Figure 20

Déplacements horizontaux de la paroi après la mise en service.

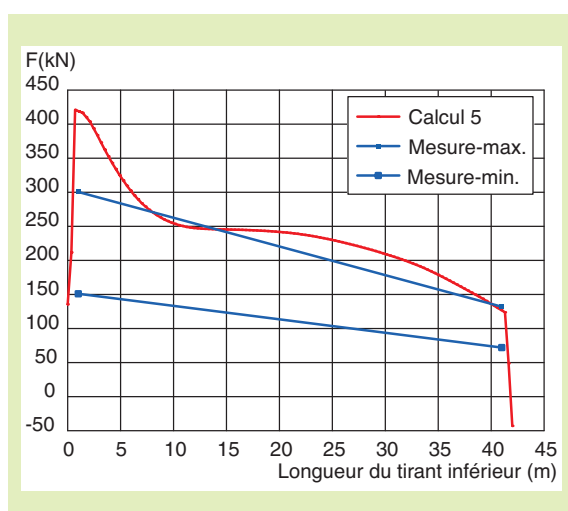
Efforts dans les tirants

Les efforts dans les deux lits de tirants d'ancrage ont été mesurés par des extensomètres installés et initialisés avant la troisième phase de travaux pour le lit inférieur, et avant la quatrième phase de travaux pour le lit supérieur. Treize séries de mesures ont été réalisées entre juin 1989 et mars 1991 [Delattre et *al.*, 1999].

Les figures 21 et 22 présentent les efforts calculés dans les tirants des lits supérieur et inférieur et les comparent aux valeurs mesurées après les phases de construction 4 et 6. Dans l'ensemble, les forces calculées pour les tirants sont surestimées. L'interprétation de cette différence est délicate ; elle résulte vraisemblablement de l'approximation consistant à remplacer les tirants par une plaque équivalente, et il est donc difficile de la corriger dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle. Elle peut également provenir de l'absence de traitement particulier de l'interface entre le remblai et la paroi dans la modélisation présentée.



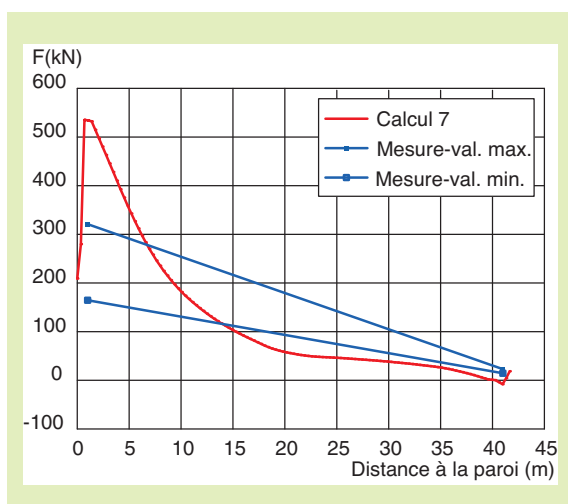
Tirants de la nappe supérieure.



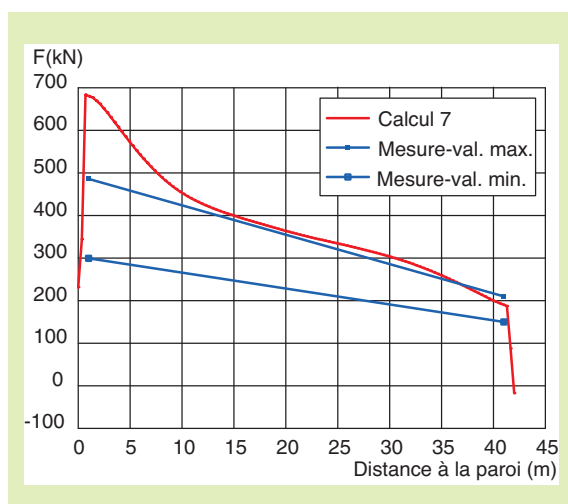
Tirants de la nappe inférieure.

□ **Figure 21**

Efforts calculés dans les tirants. Confrontation avec les mesures après la phase 4 de la construction.



Tirants de la nappe supérieure.



Tirants de la nappe inférieure.

□ **Figure 22**

Efforts calculés dans les tirants. Confrontation avec les mesures après la phase 6 de la construction.

DISCUSSION

Un calcul numérique couplé réalisé à l'aide du module CSNL du logiciel CESAR-LCPC a été mené en tenant compte des différents aspects du problème réel : le couplage hydromécanique et les mouvements de la nappe, le phasage de construction, l'interaction entre le sol et les tirants d'ancrage.

Compte tenu des nombreuses hypothèses faites dans la modélisation, on peut estimer qu'il y a un relativement bon accord entre les résultats de calcul et les mesures des déplacements de la paroi. Le modèle numérique permet d'interpréter le comportement de l'ouvrage durant la construction et en service et d'expliquer certains mouvements de la paroi.

Par ailleurs, cette étude numérique illustre les difficultés posées par le choix des paramètres adoptés dans le calcul à partir des résultats d'essais en laboratoire et *in situ*. Il est intéressant de noter que les résultats obtenus l'ont été sans procéder à des calages *a posteriori* des paramètres.

Elle montre aussi que, si les déplacements sont assez bien reproduits, la simulation de l'interaction sol-tirant reste à améliorer pour mieux appréhender la répartition des efforts dans les tirants. Ce problème nécessite une étude plus approfondie au niveau expérimental et numérique.

CONCLUSION

Deux exemples récents de mise en œuvre de la méthode des éléments finis pour des ouvrages de soutènement réels ont été présentés. Le premier exemple s'intéresse à la prise en compte d'effets tridimensionnels pour un ouvrage relativement simple, ou plus exactement pour lequel le processus de construction est largement simplifié dans la simulation, tandis que le second exemple cherche à démontrer que les calculs permettent de reproduire les déplacements horizontaux de l'ouvrage, en respectant la complexité du processus de construction et en s'appuyant sur les données de sol disponibles.

Les deux exemples illustrent l'intérêt de la démarche : la modélisation des soutènements par éléments finis ne s'impose pas pour les ouvrages que l'on peut analyser de manière satisfaisante avec les méthodes traditionnelles, mais elle offre un moyen d'investigation de phénomènes ou de procédés complexes pour lesquels les méthodes habituelles sont réduites à des ajustements des valeurs des paramètres, sans lien direct avec la réalité qu'il s'agit de prendre en compte. La méthode des éléments finis oblige à préciser comment on représente cette réalité, et à élaborer des modèles qui peuvent aider à comprendre le fonctionnement des ouvrages. Son apport est particulièrement évident pour la prise en compte de géométries complexes, mais il est aussi important pour la prise en compte de procédés de construction complexes.

Par ailleurs, les deux exemples présentés montrent l'état actuel des performances des simulations, qui sont satisfaisantes d'un point de vue global, et particulièrement pour saisir la cinématique d'ensemble de l'ouvrage, mais restent à affiner pour ce qui concerne les efforts dans les tirants ou les butons.

Les auteurs tiennent à souligner l'importance, pour l'amélioration des méthodes de calcul, de pouvoir réaliser des instrumentations et des reconnaissances sur des ouvrages réels dans de bonnes conditions.

REMERCIEMENTS

L'instrumentation de la « Trémie Pasteur » résulte d'une collaboration entre la société Solétanche-Bachy et le réseau scientifique et technique de l'Équipement.

L'instrumentation réalisée sur le quai en eau profonde du port de Calais a été réalisée par la société Simecsol pour le compte du Service maritime des ports de Boulogne-sur-Mer de Calais.

Nous remercions les responsables et les équipes qui ont permis de recueillir des données complètes et d'en faire une synthèse exploitable.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BENHAMIDA B., *Modélisation numérique des murs en sol cloué : application aux calculs en déformation des murs expérimentaux en vraie grandeur n^{os} 1 et 2 du projet national CLOUTERRE*, Thèse de doctorat, ENPC, **1998**, 394 pages.
- DAUVISIS J.-P., MÉNARD L., *Étude expérimentale du tassement et de la force portante de fondations superficielles*, *Sols-Soils*, **10**, **1964**, pp. 11-23.
- DELATTRE L., *Comportement des écrans de soutènement. Expérimentations et calculs*, Thèse de doctorat, ENPC, **1999**, 498 pages.
- DELATTRE L., MESPOULHE L., *Étude expérimentale du comportement du quai en eau profonde du port de Calais*, Collection Études et Recherches des Laboratoire des Ponts et Chaussées, **GT 65**, avril **1999**, 191 pages.
- DELATTRE L., DUCA V., MESPOULHE L., *Étude expérimentale du quai d'Osaka du Port Autonome du Havre*, rapport de recherche du LCPC, activités 135047 et 135048, LCPC, **1999**, 146 pages.
- DELATTRE L., BOUTIN R., PIOLINE M., VINCESLAS G., *Étude expérimentale d'une paroi à contreforts*, *Revue française de génie civil*, vol. 7, **9**, **2003**, pp. 1167-1184.
- DUCA V., *Étude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ*, Thèse de doctorat, ENPC, **2001**, 2 volumes.
- JOSSEAUME H., *Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais*, *Revue française de géotechnique*, **84**, **1998**, pp. 3-26.
- MARTEN S., DELATTRE L., LAVISSE J., GOBERT J.-L., JOIGNANT Ph., *Observations sur le comportement d'un panneau de paroi moulée instrumenté au nouveau port extérieur du Havre*, *VIII^e Journées nationales génie côtier-génie civil*, Compiègne **2004** (soumis à publication).
- NEVEU C., PIET O., DELATTRE L., *Calais : quai en eau profonde. Comptes rendus*, *Congrès de l'AIPCN*, Séville, Section II, Sujet 3, **1994**, pp. 59-64.
- NGUYEN PHUONG D., *Modélisation numérique des soutènements d'excavation*, Thèse de doctorat, ENPC, **2003**.
- UNTERREINER P., *Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement*, Thèse de doctorat, ENPC, **1994**, 2 volumes.