

# **RETOURS D'EXPERIENCE SUR LA MODELISATION NUMERIQUE DES PAROIS MOULEES PAR ELEMENTS FINIS**

Emmanuel BOURGEOIS, Philippe MESTAT, Phuong Duy NGUYEN,  
Sonja MARTEN, Luc DELATTRE  
*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France*

**RESUME** - Le dimensionnement des parois moulées repose sur des méthodes qui donnent peu d'information sur les déformations du terrain avoisinant et ne peuvent prendre en compte des techniques de construction complexes ou des configurations tridimensionnelles. Des modélisations par éléments finis récentes d'ouvrages instrumentés permettent de faire le point sur les performances actuelles de ces modélisations et les points restant à améliorer.

## **1. Introduction**

La méthode des éléments finis est un outil très général de résolution d'équations aux dérivées partielles, mais son utilisation en géotechnique reste limitée dans la pratique (sauf pour les tunnels, en raison de son efficacité en combinaison avec la méthode convergence-confinement). En effet, les méthodes traditionnelles de calcul, relativement simples à mettre en œuvre, ont longtemps donné satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leur résistance à la rupture. Cependant, ces méthodes donnent peu d'informations sur les déplacements et les déformations des ouvrages, ce qui peut devenir pénalisant dans certains contextes (en site urbain, par exemple, il est intéressant de prévoir l'impact sur les bâtiments voisins d'une excavation destinée à accueillir un parking souterrain par exemple).

Une autre raison qui explique que la méthode des éléments finis n'est pas utilisée systématiquement tient aux spécificités des problèmes géotechniques : d'une part, le comportement des matériaux naturels est difficile à identifier, et, d'autre part, les processus de construction combinent l'apport et l'enlèvement de matériaux, selon un enchaînement complexe. Ces deux facteurs rendent l'emploi de la méthode moins immédiat en géotechnique que dans d'autres disciplines. Néanmoins, elle présente l'avantage de fournir un moyen de surmonter les limitations des méthodes traditionnelles : plus précisément, elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement, elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage (mur en retour) ou avec des ouvrages avoisinants ; enfin, la modélisation de l'interaction du sol avec la structure ne fait pas appel aux notions classiques (le coefficient de réaction par exemple), qui restent largement discutées.

On présente ici deux simulations récentes du comportement d'ouvrages réels instrumentés. Ces exemples illustrent les possibilités de la méthode appliquée au calcul des soutènements.

## **2. La trémie Pasteur de Rouen**

### **2.1 Présentation de l'ouvrage**

La trémie Pasteur est un ouvrage souterrain situé à Rouen, d'une longueur totale de 320 m, dont 160 m en tranchée couverte au centre et 160 m en tranchée ouverte aux extrémités, dont le comportement au cours de sa construction a été suivi au moyen d'une instrumentation réalisée par le réseau scientifique et technique du Ministère de l'Équipement et l'entreprise Solétanche-Bachy (Duca, 2001). L'ouvrage est constitué de deux parois moulées parallèles. Leur profondeur varie de 5 à 16 m de hauteur, et leur épaisseur de 0,60 m à 0,80 m entre les extrémités et la zone centrale. Elles encadrent une voie de circulation qui s'enfonce

progressivement sous le terrain naturel. La voie de circulation repose sur un radier en béton armé qui constitue un point d'appui pour les parois moulées. Par ailleurs, une dalle de béton d'environ 0,50 m d'épaisseur est coulée en place dans la partie couverte. Pendant l'excavation du sol entre les parois et jusqu'à la mise en service du radier, les parois sont soutenues provisoirement par des butons constitués par des tubes en acier à section circulaire et placés entre les panneaux situés en vis-à-vis. Le phasage de construction consiste à réaliser les parois moulées, puis à mettre en place la dalle de couverture en zone centrale, à effectuer un pré-terrassement pour mettre en place les butons avant de terrasser à la cote de fondation du radier et de le bétonner. La dernière étape consiste à déposer les butons après durcissement du radier. En pratique, les butons ont été mis en place au fur et à mesure de l'avancement du pré-terrassement, par passes successives, de manière à ce que la longueur excavée non butonnée reste inférieure à trois panneaux de paroi. Les mesures réalisées comportaient notamment des relevés inclinométriques du déplacement de la paroi et des mesures des déformations des butons et des convergences entre panneaux en vis-à-vis.

Le comportement de cet ouvrage pendant sa construction présente donc un caractère tridimensionnel, à cause de la profondeur variable du radier et de la présence de la dalle de couverture. On présente ici rapidement les grandes lignes de la modélisation tridimensionnelle de cet ouvrage (réalisée avec le module MCNL de la version standard du logiciel CESAR-LCPC) et les principaux résultats obtenus, sans détailler la structure du site, ni la démarche utilisée pour déterminer les valeurs des paramètres de sol. Pour davantage de détails, on pourra se reporter à Nguyen (2003).

## 2.2 Modélisation tridimensionnelle

Le modèle de calcul, représenté sur la figure 1, correspond à la partie de l'ouvrage où la paroi a une épaisseur et une profondeur constantes ; en revanche, la profondeur excavée varie. On a limité le maillage à 50 m de longueur. Il comporte une partie couverte par la dalle de béton armé et une partie non couverte. 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 utilisé comprend 4000 éléments et 16000 nœuds.

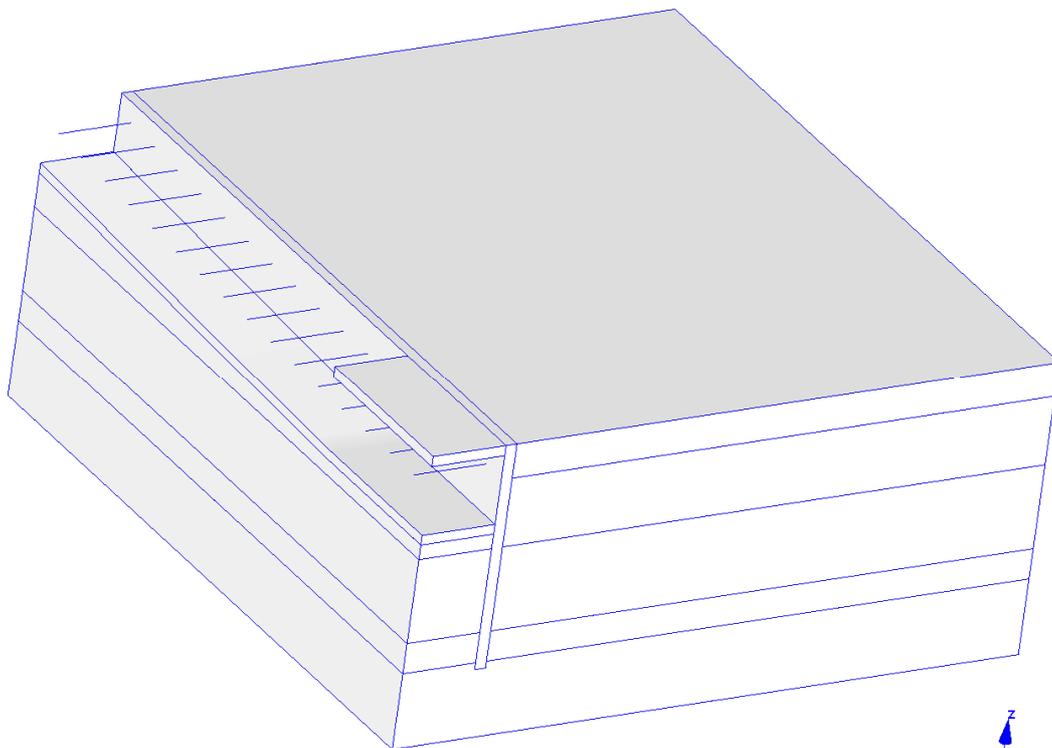


Figure 1. Vue en perspective du modèle utilisé (CESAR-LCPC version 4).

Le contact sol-paroi ne fait l'objet d'aucune modélisation particulière. Les différentes couches de sol obéissent à une loi de comportement associant une élasticité linéaire (avec des modules indépendants de la profondeur) et le critère de Mohr Coulomb.

Le phasage de construction a été pris en compte de manière simplifiée de la façon suivante : on initialise d'abord les contraintes dans le massif, en faisant l'hypothèse que les contraintes initiales sont géostatiques et peu modifiées par la mise en place de la paroi moulée. On simule ensuite la construction de la dalle de béton armé, puis la pré-excavation du sol devant la paroi pour la mise en place des butons, en trois étapes : une première étape simulant une pré-excavation jusqu'au niveau des butons réalisée *sur toute la longueur du maillage* mais avec des forces de déconfinement prises égales à 50% des forces totales avant excavation ; en second lieu, l'application de 50% des forces de déconfinement après activation des butons ; et enfin, l'excavation jusqu'à la cote de la fondation du radier.

Cette façon de procéder représente donc de manière très simplifiée le phasage réel de la préexcavation réalisée pour mettre en place les butons, mais permet de tenir compte du fait que la longueur excavée est limitée à chaque passe, de sorte que la paroi ne reste pas non soutenue sur toute sa longueur. Cette technique de simulation simplifie beaucoup la préparation des données et évite de devoir préciser le phasage réel de la pré-excavation. On modélise ensuite la mise en place du radier (activation de sa rigidité et de son poids volumique) et enfin la dépose des butons en appliquant sur la paroi, au niveau des butons, des forces concentrées opposées aux forces calculées dans les butons à l'étape précédente.

Les déformations de l'ensemble de l'ouvrage après la dépose des butons montrent des déplacements de la paroi très faibles au niveau de la dalle de couverture et une variation des déplacements le long de l'ouvrage. Cet effet complètement tridimensionnel, lié à la combinaison d'une profondeur d'excavation variable et à la présence de la dalle de couverture, est évidemment très difficile à quantifier dans une approche bidimensionnelle, et à plus forte raison avec les méthodes classiques (fondées sur les coefficients de réaction par exemple).

### 2.3 Principaux résultats

Les figures 2 et 3 comparent les déplacements de la paroi calculés et les valeurs mesurées sur le panneau équipé de tubes inclinométriques. On constate une concordance très satisfaisante, compte tenu de la complexité de l'ouvrage, des hypothèses faites dans la modélisation et des inévitables incertitudes sur les caractéristiques géotechniques.

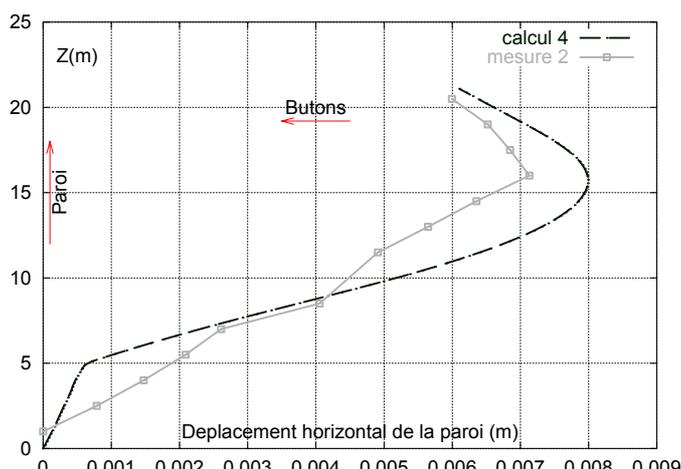


Figure 2. Comparaison calculs-mesure après la quatrième étape.

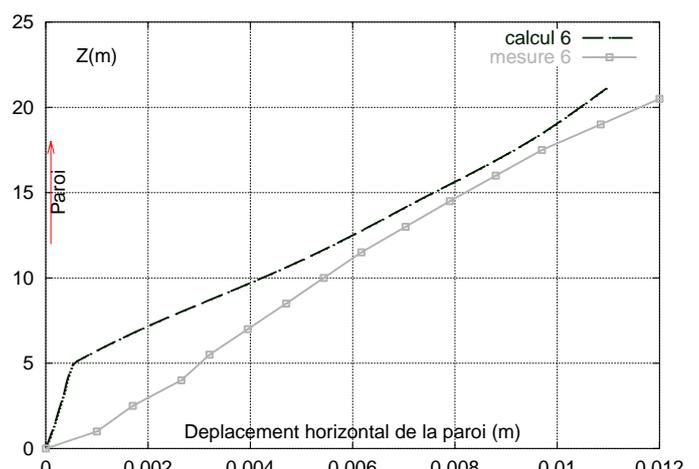


Figure 3. Comparaison calculs-mesure pour la dernière étape de calcul.

Par ailleurs, on a réalisé, à titre de comparaison, un calcul bidimensionnel avec les mêmes paramètres géométriques et physiques que pour le calcul tridimensionnel. Le seul paramètre modifié est le module d'élasticité des butons, de manière à prendre en compte leur espacement le long de l'ouvrage. Les calculs bidimensionnels ne prennent pas en compte la dalle de couverture. Les étapes de calcul, notamment la simulation de la pré-excavation et de la mise en

place des butons le long de l'ouvrage, sont analogues à celles du calcul tridimensionnel. Pour les mêmes conditions géométriques et géotechniques, les calculs bidimensionnels surestiment les déplacements par rapport aux calculs tridimensionnels. Un écart de 25 % pour les deux premières étapes de calcul et de 12 % pour les deux étapes suivantes a été observés (au niveau du panneau instrumenté dans le calcul tridimensionnel). Pour la dernière étape, l'absence de la dalle dans les calculs bidimensionnels conduit à une surestimation de l'ordre de 35 %, mais la cinématique de la paroi est globalement correcte.

Les efforts dans les butons ont été suivis à l'aide de jauges de déformation. Les calculs montrent une variation importante des efforts dans les butons le long de l'ouvrage, en fonction de la profondeur excavée d'une part, et de la proximité de la zone couverte d'autre part. Les efforts calculés sont inférieurs aux valeurs mesurées. Ceci peut mettre en question le procédé mis en œuvre pour simuler la mise en place des butons. On peut aussi noter la qualité inégale des mesures, qui donnent souvent des variations difficiles à interpréter, vraisemblablement liées aux variations de température dans le côté du buton qui se trouve au soleil les jours de beau temps (Un calcul d'ordre de grandeur des effets thermiques dû à Duca (2001) montre qu'ils ne peuvent pas être considérés comme négligeables a priori).

### 3. Le quai en eau profonde du port de Calais

#### 3.1 Présentation de l'ouvrage

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 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 des éléments nécessaires à la mise en œuvre d'une modélisation par éléments finis.

L'ouvrage est un écran de soutènement, dont la hauteur libre est de 24 m, à l'usage de quai. La solution technique adoptée est une variante d'entreprise (CITRA et Solétanche) 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 (figure 4). On trouvera davantage de détails sur l'ouvrage dans Delattre (1999), et Delattre et Mespoulhé (1999).

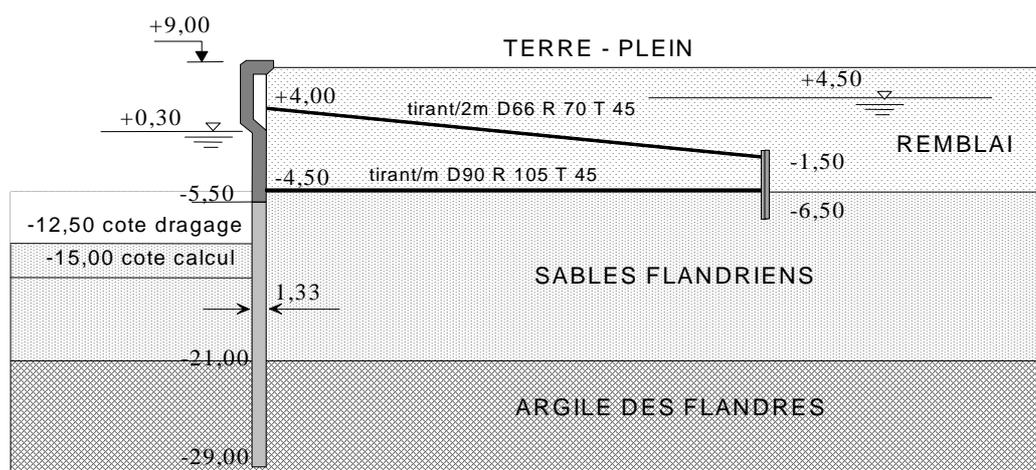


Figure 4. Coupe type du quai (d'après Delattre, 1999).

Pour obtenir une représentation réaliste du comportement de cet ouvrage, on a jugé qu'il était nécessaire, en raison de son caractère portuaire, de réaliser une analyse numérique couplée (c'est-à-dire dans laquelle la pression interstitielle s'ajoute aux autres inconnues principales du problème, les déplacements) et de porter une attention particulière à la modélisation des tirants qui ont une influence primordiale sur sa déformabilité. Cette analyse a

été réalisée à l'aide du module CSNL du logiciel CESAR-LCPC (il s'agit d'un module en développement, donc non disponible pour les utilisateurs extérieurs au LCPC).

L'étude des sols comporte trois campagnes de reconnaissance réalisées par le LRPC de Lille et par Solétanche, dont la description détaillée se trouve dans (Delattre et al, 1999). Le site est constitué de deux formations : les sables flandriens, situés entre la surface du sol aux environs de +5,00 Cote Marine (CM) et une profondeur de -21 CM environ, sont des sables fins mis en place au Quaternaire ; l'argile des Flandres présente au-dessous de la cote -21,00 CM sur une épaisseur non reconnue, est une argile raide mise en place à l'Eocène. Le tableau I rassemble les valeurs des paramètres des sols tirées des essais.

Tableau I. Caractéristiques géotechniques (d'après Delattre et Mespoulhé, 1999)

Couches de sols	Niveau d'assise (CM)	Epaisseur (m)	c' (kPa)	$\phi'$ (degrés)	c <sub>u</sub> (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)
Remblai	-4,50	9,5-10,0	0-6	37,5-41	-	20-35
Sable flandrien	-21,00	16,50	0-6	37,5-41	-	20-40
Argile des Flandres	-	-	20-50	20-22	150-250	20-60

Avant son aménagement, le site était abrité des variations du niveau de la mer par une digue d'enclôture. Le nouveau bassin est en revanche soumis aux conditions de marée. Durant la construction (mars 1989 à novembre 1989), la nappe a été rabattue au niveau -8,00 pour remonter ensuite à -5,00 puis à -1,60 CM.

La construction a été réalisée en neuf phases :

**Phase 1** : une plate-forme est réalisée à la cote -4,50 CM, la nappe étant rabattue à -8,00 CM. La paroi moulée, de 1,33 m d'épaisseur, est coulée jusqu'à la cote -29,00 CM, environ 8 m sous l'interface entre les sables et l'argile des Flandres. 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. Les tirants inférieurs de 42 m de long et le rideau d'ancrage sont mis en place.

**Phase 3** : les remblais de sable sont montés jusqu'au niveau des tirants supérieurs (+4,00 CM), suivant une pente de 7 degrés. Les tirants supérieurs sont mis en place et ancrés 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, l'écran est couronné à la cote +9,00 CM par une poutre longitudinale.

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

**Phase 6 et 7** : dragage à -10,50 CM puis à -13,40 CM côté bassin.

**Phase 8** : la nappe remonte à -1,60 CM côté terrain et -0,60 CM côté 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 (+5,00 CM).

L'instrumentation mise en place comportait des inclinomètres dans la paroi moulée et sa superstructure, des extensomètres à corde vibrante sur les tirants d'ancrage et des plots de visée topographique en tête de paroi. Une dizaine de relevés des appareils ont été effectués au cours de la construction de l'ouvrage jusqu'à sa mise en service. Pour les détails du programme de mesures, on peut se reporter à Delattre et Mespoulhé (1999).

### 3.2 Modélisation numérique couplée

Les calculs ont été réalisés en configuration bidimensionnelle. Le domaine maillé correspond à une hauteur 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 5, comporte 8400 éléments et 16500 nœuds.

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. On respecte dans le modèle la géométrie réelle de la paroi. 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 des inerties de flexion du rideau réel et du rideau modélisé.

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

Les lits de tirants d'ancrage sont modélisés par deux plaques « équivalentes » aux tirants (qui sont discontinus dans la direction perpendiculaire au maillage). Pour faciliter la construction du maillage, on donne une épaisseur fictive à la plaque équivalente de 10 cm. Ses caractéristiques sont déterminées en considérant uniquement l'égalité entre les rigidités en traction (suivant les conclusions de Unterreiner, 1994). Des éléments particuliers assurent la continuité des déplacements de part et d'autre de la plaque équivalente. L'interface sol-tirant est modélisée par une couche d'éléments de faible épaisseur, auxquels on associe une résistance définie par une cohésion donnée par le frottement mobilisable équivalent  $q_s^e = \pi \phi^{\text{tirant}} q_s / 2 e_t$ , où  $q_s$  désigne le frottement mobilisable le long du tirant,  $\phi$  son diamètre, et  $e_t$  l'espacement entre deux tirants du même lit le long du quai.

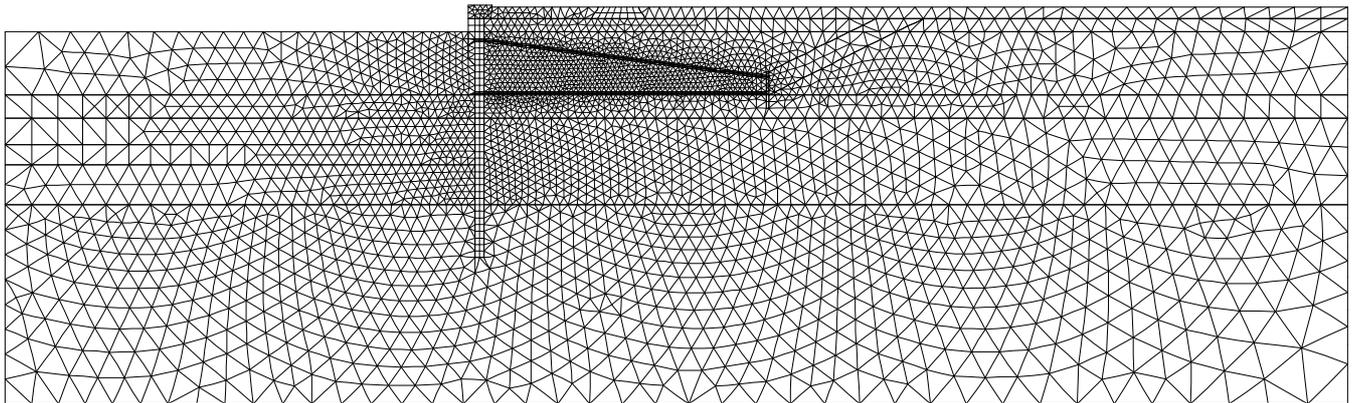


Figure 5. Maillage utilisé pour le quai en eau profonde du port de Calais (CESAR-LCPC)

Les différentes couches de sol obéissent à une loi de comportement associant une élasticité linéaire (avec des modules qui ne dépendent pas de la profondeur) et le critère de Mohr Coulomb.

Concernant l'argile des Flandres, différentes estimations du module étaient disponibles : Josseaume (1998) a proposé à partir d'essais triaxiaux, un module initial tangent  $E'_0$  égal à 56,5 MPa et un module sécant à 50% du déviateur à la rupture  $E'_{50}$  égal à 26 MPa. A partir de résultats d'essais au pressiomètre autoforeur, il a estimé les modules d'Young horizontal et vertical à 180 MPa et 100 MPa respectivement. Pour limiter l'effet classique de soulèvement du fond de fouille, largement exagéré dans les calculs par éléments finis conduits avec un module élastique constant, et sur la base d'une étude antérieure de Delattre (1999), il a paru judicieux de choisir une valeur du module relativement élevée, égale à  $E=120$  MPa. Il faut rappeler que les déplacements verticaux calculés dépendent à la fois du module de la couche profonde et de l'épaisseur prise en compte dans le maillage, de sorte que l'on cerne encore mal la fiabilité de l'estimation des déplacements verticaux dans les calculs de soutènement. Ce point reste un obstacle majeur à une utilisation plus large de la méthode : d'un point de vue pratique, le meilleur compromis est de ne pas mailler trop profond, et d'attribuer des modules élevés aux couches situées en profondeur sous la zone excavée. Le problème est clairement lié à l'utilisation d'un module élastique constant dans la profondeur, ce qui conduit à penser que le développement de lois de comportement incluant une loi élastique simple mais non linéaire devrait améliorer très significativement les performances et la fiabilité de ce type de calculs.

Pour les sables flandriens, le module est évalué à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur le site, en utilisant la corrélation entre modules pressiométrique et œdométrique proposée par Dauvisis et Ménard (1964) :  $E_{\text{oed}} = E_M / \alpha$ . Adoptant comme Delattre (1999) une valeur de  $\alpha$  égale à 0,3, on obtient un module d'Young de 75 MPa.

La construction du quai a été simulée par une série de neuf étapes de calcul enchaînées correspondant aux différentes phases de travaux et aux mouvements de la nappe.

### 3.3 Résultats

Trois des quatre inclinomètres installés dans la paroi ont donné des mesures comparables, le dernier donnant toujours des déplacements plus élevés (Delattre et Mespoulhé, 1999). Les résultats de calcul sont comparés avec une fourchette constituée par les mesures des trois inclinomètres jugés les plus fiables. Les déplacements sont remis à zéro après la deuxième étape de calcul, qui correspond à l'origine des mesures inclinométriques après la réalisation de la plate-forme au niveau +4,5 CM, le rabattement de la nappe et la réalisation de la paroi.

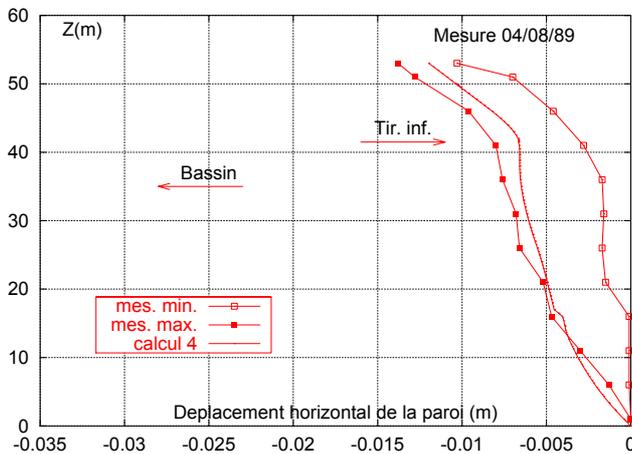


Figure 6 - Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 3.

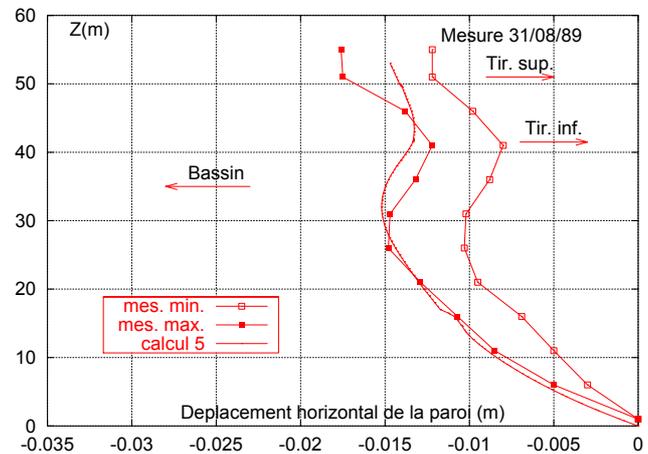


Figure 7 - Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 4.

Les figures 6 à 9 comparent les déplacements calculés aux mesures pour les étapes de calcul n°3, 4, 5 et 9. La concordance obtenue est satisfaisante. Elle montre que la modélisation rend compte du comportement observé, qui est largement conditionné par la nappe de tirants inférieurs (située au niveau  $z=41$  m sur les figures).

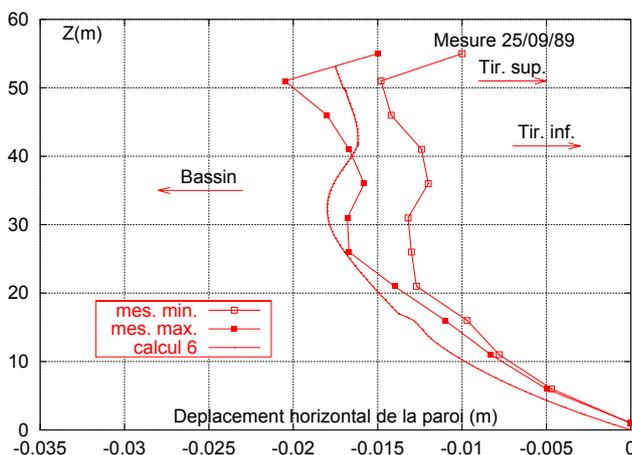


Figure 8 - Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 5.

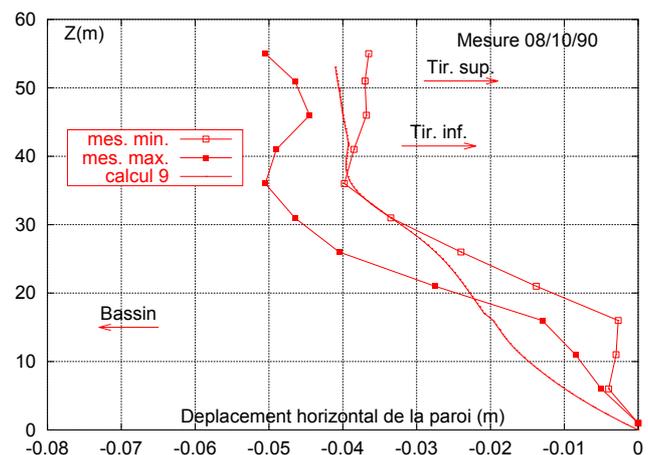


Figure 9 - Déplacements horizontaux de la paroi après la phase de construction 9.

Les efforts dans les tirants d'ancrage ont été mesurés par des extensomètres initialisés avant la troisième phase de travaux pour le lit inférieur, et avant la quatrième phase de travaux pour le lit supérieur. Dans l'ensemble, le calcul surestime les forces dans les tirants. Cette différence peut résulter de l'approximation consistant à remplacer les tirants par une plaque équivalente : il sera alors difficile de la corriger dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle. On peut aussi espérer améliorer le résultat en modélisant mieux l'interface entre le remblai et la paroi.

#### 4. Conclusion

La méthode des éléments finis est potentiellement une voie d'amélioration du calcul des soutènements, car elle permet la prise en compte de phénomènes ou de techniques de construction complexes, que l'on ne peut prendre en compte dans les méthodes de calcul classiques qu'en ajustant les valeurs de leurs paramètres, sans que le lien avec la réalité soit toujours très clair. La méthode des éléments finis oblige à préciser comment on représente la réalité, et à élaborer des techniques de simulation, qui peuvent aider à comprendre le fonctionnement des ouvrages. Les éléments finis permettent de prendre en compte des effets tridimensionnels très difficiles à cerner avec les approches classiques.

En pratique cependant, l'exemple de la modélisation de la trémie Pasteur de Rouen montre que le calcul des soutènements par éléments finis en condition tridimensionnelle reste délicat, en raison des limitations des outils de calcul (en termes d'étendue du domaine maillé et de finesse du maillage), et de la difficulté de simuler le butonnage, qui pose deux problèmes distincts : la prise en compte du phasage de mise en place des butons (que l'on a été amené à simplifier fortement) et la représentation du comportement complexe du buton, qui dépend en particulier de la température et du contact entre le buton et la paroi.

Pour le quai en eau profonde de Calais, la réalisation d'une modélisation numérique met clairement en évidence le rôle joué par le couplage hydromécanique (notamment lors des rabattements et des remontées de la nappe), l'influence déterminante des tirants d'ancrage sur le comportement de la paroi, dont la prise en compte suppose d'être capable de décrire l'interaction sol-tirant de manière correcte, et enfin la difficulté de simuler de manière satisfaisante le remblaiement derrière l'écran. La prise en compte de ces différents phénomènes demande de définir des techniques de simulation appropriées, et conduit somme toute à rendre la démarche de modélisation assez lourde.

Cependant, malgré les limites des simulations effectuées (par exemple le fait que l'on ne modélise pas le contact entre le sol derrière l'écran et l'écran lui-même, ou que l'on adopte des modules qui ne dépendent pas de la profondeur), et malgré les incertitudes inévitables sur les caractéristiques géotechniques du site, les exemples présentés ici montrent que la simulation numérique reproduit assez bien la cinématique d'ensemble des ouvrages. Afin de confirmer ces résultats encourageants, on a entrepris de réaliser un calcul prévisionnel d'un ouvrage portuaire assez similaire à celui de Calais, et qui fait l'objet d'une instrumentation (Marten et al, 2004).

#### 5. Références

- Dauvisis J.P., Ménard L. (1964) Etude expérimentale du tassement et de la force portante de fondations superficielles. *Sols-soils*, 10, pp. 11-23.
- Delattre L. (1999) Comportement des écrans de soutènement : expérimentations et calculs, *thèse de l'ENPC*, 492 pages.
- Delattre L., Mespoulhé L. (1999) Etude expérimentale du comportement du quai en eau profonde du port de Calais, *Etudes et Recherches des LPC, GT 65*, 193 pages.
- Duca V. (2001), Etude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ, *thèse de l'ENPC*.
- Josseume H. (1998) Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et Calais, *Revue Française de Géotechnique*, n°84, 3-26.
- Marten S., Delattre L., Nguyen Ph.-D., Bourgeois E., Joignant Ph., Gobert J.-L. (2004) The new deep water quay "Port 2000" of Le Havre, France : field monitoring and performance prediction using a FEM-coupled model, *9th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG IX, Pande et Pietruszczak (eds)*.
- Nguyen P.D. (2003) Modélisation numérique des soutènements d'excavation, *thèse de l'ENPC*, 288 pages.
- Unterreiner P. (1994). Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement, *thèse de l'ENPC*.