

Chapitre VII

Modélisations numériques couplées d'ouvrages de soutènement expérimentaux

VII.1 INTRODUCTION

La prise en compte des effets de l'eau dans les calculs numériques à l'aide du code Flac a été présentée dans le chapitre V à travers des formulations générales des problèmes couplés et découplés. Cependant, la validation des modèles de calcul nécessite la confrontation à des ouvrages réels. D'une part, cela permet de construire des modèles qui respectent la géométrie réelle et les phases de construction des ouvrages et, d'autre part, cela donne l'occasion de confronter les résultats des calculs à des mesures expérimentales.

Dans ce **chapitre**, on a choisi de modéliser à l'aide du code Flac en comparaison avec les mesures expérimentales, le comportement en cours de construction de **trois** ouvrages dans lesquels les effets *hydrauliques* sont très marqués. Ces ouvrages font l'objet d'une instrumentation, dont la présentation est tirée de la littérature.

En premier lieu, on s'intéresse à une excavation sous la nappe lors de l'expérimentation réalisée par le CUR à Rotterdam-Pernis (Pays-Bas). Le projet consiste à instrumenter et observer le comportement de rideaux de *palplanches* expérimentaux au cours de différentes phases d'excavation associées à des mouvements de la nappe. Afin de vérifier l'intérêt du traitement *couplé* pour la modélisation des ouvrages de soutènement, on compare les résultats des calculs *couplé* et *découplé*.

On s'intéresse ensuite au comportement d'un massif de sol autour d'un panneau de *paroi moulée* en cours de construction. Il s'agit de la réalisation d'une tranchée de 40 mètres de profondeur, soutenue par de la bentonite puis du bétonnage en place un panneau en béton armé. On propose une modélisation en configuration *tridimensionnelle*, dont le but est de discuter comment on peut simuler la mise en place de la paroi moulée et l'état de contraintes dans le massif à la fin de la construction.

Enfin, pour discuter l'apport potentiel d'un modèle comme celui de Mohr Coulomb en Flac pour le calcul en déplacement des soutènements, nous nous sommes appuyés en dernier lieu sur l'expérience en vraie grandeur réalisée en 1993 par l'université de Karlsruhe. Il s'agit de la modélisation du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten en Allemagne.

VII.2 MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DE LA FOUILLE EXPERIMENTALE DE ROTTERDAM-PERNIS

L'ouvrage est une *fouille expérimentale* creusée dans des argiles molles et des tourbes et soutenue par des rideaux de palplanches. Les travaux ont été réalisés et suivis par le CUR (*Centre hollandais de recherche en génie civil et de réglementation*) en coopération avec l'Université de Technologie de Delft. Le but de cette expérimentation est de vérifier le fonctionnement du système de mesures (*déplacements, pressions de l'eau et de sols* dans le massif, *moment de flexion* dans le rideau...), de discuter l'influence sur la rigidité du rideau du glissement et de la rotation dans les serrures des palplanches, et enfin d'analyser le comportement de l'ouvrage durant les différentes phases de construction associées à des mouvements d'eau dans le terrain à court terme et à long terme. Pendant sa construction, l'ouvrage a été instrumenté et observé de telle sorte qu'il offre tous les éléments nécessaires pour valider les méthodes de calcul pour ce type d'ouvrage. À cette occasion, un concours de prévision de comportement d'ouvrage pour les trois premières étapes de construction a été lancé en mars 1999. Ce concours a enregistré au total **23** prévisions, dont la plupart sont effectuées par la méthode des *éléments finis* ou par celle des *coefficients de réaction*.

L'étude numérique présentée ici n'a pas été réalisée dans le contexte de ce concours de prévision, dans la mesure où tous les résultats d'observation sont publiés (Kort, 2002). Cependant, elle permet de valider les modèles de calcul *couplé* et *découplé* par Flac, notamment la prise en compte des phases de construction et des mouvements de la nappe. De plus, le choix des paramètres pour les

calculs numériques est tiré du dossier géotechnique sans modification ou correction majeure.

Après une brève présentation du site de construction et un rappel des caractéristiques de l'ouvrage, on propose une modélisation à l'aide du code Flac2D (présentant deux modélisations numériques : une modélisation simplifiée *découplée* et une solution *couplée* complète). Pour chacune, on présente les hypothèses de calcul et les étapes de la modélisation, les résultats obtenus ainsi qu'une confrontation avec les mesures.

VII.2.1 Description du site et de l'ouvrage

Le site se situe à côté de Pernis, dans la banlieue ouest de Rotterdam. C'est sur un terrain d'environ 20×50 mètres dans Pernisserpark que l'expérimentation a été menée.

VII.2.1.1 Géotechnique

Avant l'installation de l'ouvrage expérimental, une campagne d'investigation en place et des essais en laboratoire ont été réalisés pour identifier les couches de sols. La lithologie du site comporte cinq couches :

- le « substratum » est constitué par une couche de sable, d'épaisseur non reconnue, dont le toit se situe à la cote -17,50 ;
- cet horizon sableux est surmonté par une série de sols mous de 16 m d'épaisseur qui se décompose en :
 - * une couche d'argile sablo-limoneuse de 7 m d'épaisseur, entre les niveaux -17,50 m et -10,50 m ;
 - * une couche de tourbe et d'argile tourbeuse de 4,75m d'épaisseur, entre les niveaux -10,50m et -5,75m ;
 - * une couche d'argile sablo-limoneuse de 4,25 m d'épaisseur, entre -5,75 et -1,50 m ;
- des remblais de sable ont été mis en place sur le site, sur une épaisseur d'environ 1 mètre (pour rendre le site accessible aux engins).

Les essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques des couches de sols sont, d'une part, des essais en laboratoire : triaxiaux, oedométriques et d'autre part, des essais en place : pressiomètre Ménard, cône pressiométrique, scissomètres.

Les caractéristiques mécaniques du sol extraites de la thèse de D.A. Kort (2002) sont rapportées dans le Tableau VII.1 pour les essais triaxiaux, dans le Tableau VII.2 pour les essais oedométriques et dans le Tableau VII.3 pour les essais au pressiomètre Ménard.

Tableau VII.1. Caractéristiques mécaniques du sol – Essais triaxiaux CU.

Couches de sols	Niv. Sup (m)	Niv. Inf (m)	γ (kN/m ³)	c^* (kPa)	φ^* (deg)	E_u^{50} (kPa)
Sable de remblai	-0,60	-1,50	17,00	-	35,0	-
Argile limoneuse à la surface	-1,50	-2,50	16,75	16,1	20,3	3200
Argile limoneuse sableuse	-2,50	-5,75	16,75	18,3	16,0	3700
Tourbe	-5,75	-9,00	10,10	14,3	22,7	2650
Tourbe très argileuse	-9,00	-10,50	11,40	21,8	15,7	3200
Argile organique	-10,50	-12,50	13,90	8,7	16,7	5200
Argile légèrement sableuse	-12,50	-17,00	16,34	15,1	16,8	8200
Sable limoneux	-17,00		20,00	11,5	38,3	-

Tableau VII.2. Caractéristiques mécaniques du sol – Essais œnométriques.

Couches de sols	Niv. Sup (m)	Niv. Inf (m)	C_s	E_{oed} (kPa)	k (m/s)
Sable de remblai	-0,60	-1,50	-	-	-
Argile limoneuse à la surface	-1,50	-2,50	0,01	5600	$6,3 \cdot 10^{-10}$
Argile limoneuse sableuse	-2,50	-5,75	0,01	8600	$5,7 \cdot 10^{-10}$
Tourbe	-5,75	-9,00	1,02	1000	$1,1 \cdot 10^{-9}$
Tourbe très argileuse	-9,00	-10,50	0,69	1300	$9,1 \cdot 10^{-10}$
Argile organique	-10,50	-12,50	0,03	1200	$2,6 \cdot 10^{-10}$
Argile légèrement sableuse	-12,50	-17,00	0,04	2000	$2,5 \cdot 10^{-10}$
Sable limoneux	-17,00		0,17	-	$3,4 \cdot 10^{-10}$

Tableau VII.3. Caractéristiques mécaniques du sol – Pressiomètre Ménard

Couches de sols	Niv. Sup (m)	Niv. Inf (m)	P (kPa)	E _M (kPa)	E _M ^{moyen} (kPa)
Sable de remblai	-0,60	-1,50	-	-	-
Argile limoneuse à la surface	-1,50	-2,50	480	1800-2400	2100
Argile limoneuse sableuse	-2,50	-5,75	240	1300-2100	1825
Tourbe	-5,75	-9,00	140	900	900
Tourbe très argileuse	-9,00	-10,50	140	800-1300	1050
Argile organique	-10,50	-12,50	100	600	600
Argile légèrement sableuse	-12,50	-17,00	710	600-5900	4400
Sable limoneux	-17,00		1450	8300-8900	8600

VII.2.1.2 Ouvrage

L'ouvrage est constitué d'une enceinte *rectangulaire* en *palplanches métalliques*, butonnée en tête au-dessus du niveau du terrain naturel, à l'abri de laquelle le terrain est excavé. Les dimensions en plan de cette fouille sont de 12,25×13,60 mètres. Les grands côtés constituent les rideaux de palplanches testés tandis que les petits côtés sont des murs de garde (Figure VII.1).

Des dispositions ont été prises pour que cette fouille *rectangulaire* reproduise le comportement d'un ouvrage plan. Ces dispositions consistent en deux rideaux de puits remplis de bentonite dont la fonction est d'isoler les bords latéraux de la fouille. Ainsi le massif sur ces bords ne peut se trouver en appui sur les angles de la fouille.

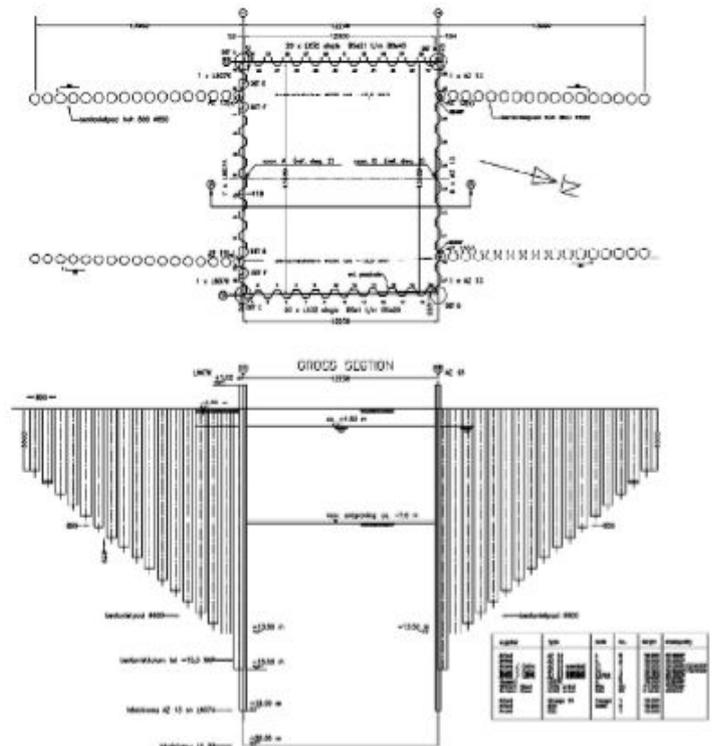


Figure VII.1. Fouille expérimentale de Rotterdam-Pernis (Pays-Bas).



Figure VII.2. Vue générale de l'expérimentation après la rupture de l'AZ13 (31 Janvier 2000). - Extrait de la thèse de D.A. Kort (2002).

La Figure VII.4 illustre les trois premières phases (1 à 3) formant la première partie de l'expérimentation, qui faisaient l'objet du concours de prévision.

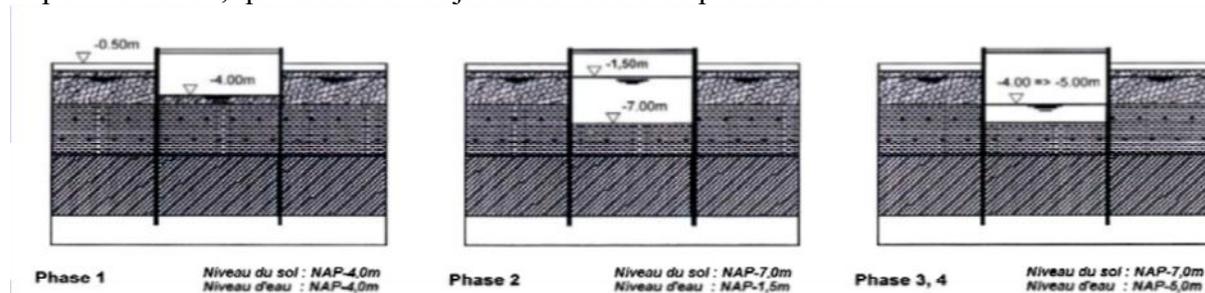


Figure VII.4. Phasage de l'expérimentation à court terme.

Après la troisième étape, il est constaté que le chargement n'était pas suffisant pour provoquer la rupture du rideau. Il a été décidé de poursuivre l'expérimentation par plusieurs étapes d'incrément de chargement sur le rideau AZ13. Dans l'étude numérique présentée dans la suite, on ne s'intéresse qu'aux deux premières phases de mise en surcharge derrière le rideau AZ13 et au comportement de l'ouvrage à long terme :

- dans la quatrième phase, on laisse monter le niveau d'eau dans la fouille jusqu'au niveau -1,50 m avant de mettre en place un remblai de dimension 9×9 m derrière le rideau AZ13 jusqu'au niveau +1,00 m ;
- le niveau d'eau dans l'enceinte de la fouille est abaissé à nouveau au niveau -5,00 m dans la cinquième phase ;
- et enfin, dernière phase, on mesure l'évolution des déplacements des parois pendant six mois.

VII.2.2 Modélisation couplée à l'aide du code Flac2D

En premier lieu, les calculs sont réalisés par un processus *couplé* complet en utilisant le code Flac2D qui a été adapté pour pouvoir modéliser l'enchaînement de plusieurs étapes de calcul en prenant en compte l'influence des mouvements de la nappe.

L'analyse numérique de ce problème donne une solution à chacune des profondeurs de l'excavation. En général, à la plus part des profondeurs, la séquence de modélisation inclut le *drainage*, *excavation* et *remontée de la nappe et leurs effets* sur les écrans et le fond d'excavation.

Les écrans sont aussi mis en place dans le modèle avant que le calcul d'équilibre initial soit exécuté, comme il est montré dans la Figure VII.5 Les écrans et le buton sont modélisés par des *éléments poutre*. Les écrans sont reliés au maillage du sol par *éléments d'interface* attachés sur les deux côtés des éléments de poutre.

Notons que la logique de l'élément de structure est la formulation de *contraintes-planes*, donc la valeur spécifiée pour le module de Young, E , est divisée par $(1 - \nu^2)$ pour correspondre au modèle de déformation plane.

La procédure recommandée pour simuler ce type de problème avec Flac2D est illustrée en exécutant l'analyse dans des étapes :

- Génération de maillage du modèle et attribution des modèles de matériaux, propriétés et conditions aux limites pour représenter le système physique.
- Détermination de l'état initial des contraintes in-situ du sol avant construction.
- Détermination de l'état initial des contraintes in-situ du sol avec l'écran installé.
- Rabattement du niveau de l'eau dans la partie à excaver à une profondeur de z m au-dessous de la surface du sol.
- Excavation à une profondeur de z m.
- Remontée de l'eau à une hauteur z m.
- Détermination du *facteur de sécurité* pour l'excavation.

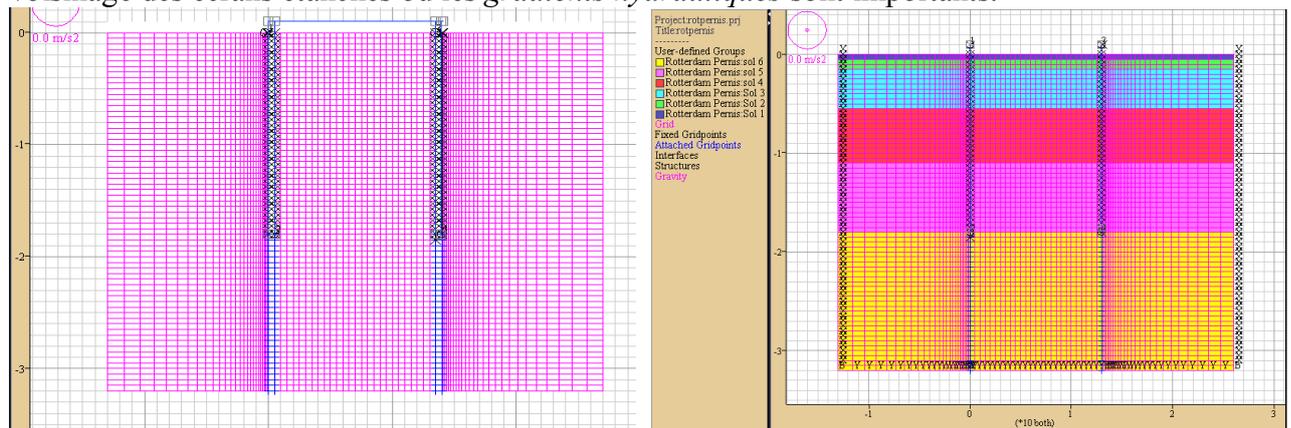
Pour simuler toutes ces phases de travaux de construction, nous avons réalisé un répertoire de

dossier comportant toutes les étapes de calcul numérique pour faciliter un accès direct et facile à tous les fichiers résultats de type '*.sav' obtenus du calcul numérique par le code Flac2D.

VII.2.2.1 Modèle et maillage avec Flac2D

On simplifie souvent le maillage des fouilles d'excavation en ne prenant en compte que la **moitié** de l'excavation pour des raisons de symétrie. Toutefois, sur le site expérimental, les deux rideaux n'ont pas les mêmes caractéristiques mécaniques et il est donc nécessaire de tenir compte des deux rideaux dans la modélisation. Cependant, le modèle numérique dans ce cas nécessitera plus de calcul que lorsqu'on prend seulement une moitié du modèle.

Le maillage de différences finies en Flac2D est composé de plusieurs blocs de densité de maillage différente, c-à-d on raffine le maillage dans la partie constituant la région à excaver (la partie entre les deux écrans étanches) car cette partie est sollicitée au *soulèvement* et *déformation*, et au voisinage des écrans étanches où les *gradients hydrauliques* sont importants.



a Figure VII.5. Schéma du maillage : a. après installation des écrans et butons.

b. avec les conditions aux limites. Flac2D.

L'influence de la résistance de l'interface peut être étudiée facilement en variant les propriétés des nœuds de l'interface. Les valeurs de la rigidité de l'interface ont été sélectionnées pour se rapprocher des résultats pour le cas que l'écran est attaché rigidement au maillage.

L'analyse commence à un **état initial** d'équilibre avant excavation. Cet état est obtenu pour les conditions du sol donné, en prenant le rapport des contraintes effectives horizontales aux contraintes effectives verticales K_0 . Une série de fonctions FISH sont utilisées pour établir l'état des contraintes totales et pressions interstitielles pour le milieu horizontalement posés en couches, avec la surface située à -1,5 m au-dessous de la surface du sol ($y = 28,5$ m). Cette analyse est exécutée comme un calcul d'écoulement et mécanique *couplé* (CONFIG gw) pour que "ININV.FIS" soit appliquée.

Bien que les *contraintes* et les *pressions interstitielles* soient initialisées dans le maillage, quelques pas de calcul sont nécessaires pour ramener le modèle à l'équilibre. Parce que le poids supplémentaire des éléments de poutre qui représentent les écrans en palplanche produit un déséquilibre qui nécessite quelque pas de calcul pour équilibrer encore le modèle. Notons que le maillage est baissé légèrement comme les écrans se tassent dû à la gravité. Ce problème est exécuté au mode de *petite déformation*. Les forces structurelles dans les écrans qui survient de la présence de l'écoulement souterrain dépendront des détails de connexion, les conditions aux limites de l'écoulement, et lorsque l'écran est installé. Il est important de reconnaître les conditions que le modèle est de représenter avant d'installer des conditions du modèle. Pour ce cas, on suppose les conditions suivantes *apply* :

1. La structure existe indépendamment du maillage. Les forces sont transmises à travers les éléments d'interface.
2. Les écrans constituent une barrière imperméable aux écoulements des eaux souterraines qui agit directement sur la surface de l'écran.
3. L'écran est instantanément drainé ; aucuns mouvements ou effets d'écoulement transitoire sont considérés.

La distribution des pressions interstitielles dans le modèle est changée à chaque étape pour représenter le drainage (*rabattement de la nappe*) ou remontée de l'eau. La distribution se rapproche des conditions d'écoulement permanent pour ces étapes d'excavation. Notons que les contraintes sont aussi automatiquement changées en spécifiant *CONFIG ats* parce que les contraintes totales changent si la pression interstitielle est changée par quelque méthode externe. L'effet du drainage pour la deuxième étape d'excavation est illustré dans la Figure VII.13. Ce tracé montre le tassement dans la partie de la tranchée, aussi bien que les moments dans l'écran, induit par le rabattement de la nappe.

Les butons sont modélisées avec les éléments poutre. Un long segment de l'élément représente chaque bouton. Les butons devraient être installées afin que les moments ne puissent pas se développer à leurs connexions avec l'écran. Cela est réalisé en faisant travailler comme un 'slave' le nœud du bouton au nœud de l'écran qui utilise la commande *STRUCTURE node n slave xy m*, où *n* correspond au nœud de bouton et *m* au nœud de l'écran. Le nœud de bouton est un 'slave' dans les directions *x* et *y* au nœud de l'écran, mais il est libre de tourner en rotation. Dans ce sens, l'écran et le bouton peuvent se déplacer sans que des moments se développent entre le bouton et l'écran.

VII.2.2.2 Caractéristiques des sols

Le comportement du massif de sol est décrit au moyen du modèle élastoplastique à critère de *Mohr-Coulomb*, qui comporte cinq paramètres : E' , module d'Young drainé ; ν , coefficient de Poisson ; c' , cohésion effective ; ϕ' , ψ , angle de frottement interne effectif et angle de dilatance.

Pour simplifier, le modèle numérique utilisé compte seulement 6 couches de sols. Les paramètres du modèle de calcul sont déduits des résultats des investigations en place et des essais de laboratoire présentés dans la section VII.2.1.1.

Massif de sol

Le choix des paramètres de sol utilisés pour les calculs numériques (en particulier le module élastique) a souvent une influence très importante sur les résultats.

Dans le cadre du concours de prévision du comportement de cette fouille expérimentale, les paramètres de sol utilisés par les auteurs qui ont mis en œuvre la méthode des éléments finis sont très différents (Kort, 2002). En analysant les résultats et en les confrontant aux mesures, Kort arrive à deux conclusions intéressantes :

- les paramètres à utiliser pour la modélisation doivent être adaptés au choix du modèle de comportement de sols. Ceci veut dire implicitement que le choix du type d'essai dépend du modèle de sol et vice versa ;

- l'utilisation d'un modèle de comportement sophistiqué **ne garantit pas** automatiquement une meilleure qualité des résultats. Plus le modèle est avancé, plus l'utilisation est délicate et nécessite de l'expérience et du savoir-faire qui ne peut s'acquérir qu'en pratiquant des calculs sur des ouvrages similaires.

On notera que les données utilisées dans les calculs sont celles déduites des essais triaxiaux, les autres valeurs étant indiquées à titre de comparaison.

Enfin, les paramètres *mécaniques* et *hydrauliques* utilisés pour le calcul sont rassemblés dans le Tableau VII.5.

Tableau VII.5. Valeurs des caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul numérique.

Couches de sols	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (deg)	E (kPa)	ν	K_v (m/s)
Sable	17,00	5	35,0	17300	0,3	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Argile limo-sableuse	6,75	17,2	18,15	5330	0,2	$6,0 \cdot 10^{-10}$
Tourbe	2,3	14,9	18,37	2340	0,2	$1,0 \cdot 10^{-9}$
Argile organique	3,90	8,70	16,70	2920	0,2	$3,0 \cdot 10^{-10}$
Argile sableuse	6,34	15,05	16,83	7320	0,2	$3,0 \cdot 10^{-10}$
Sable limoneux	10,00	11,5	38,3	26000	0,3	$3,0 \cdot 10^{-10}$

Écrans et butons

Les *butons* sont constitués de poutres métalliques de forte inertie ; ils sont donc supposés infiniment rigides. Deux solutions ont été étudiées pour simuler les appuis, la première consiste à imposer un *déplacement horizontal nul* pour les deux points d'appui. La deuxième solution consiste à considérer les butons comme des éléments de massif ayant une grande rigidité. L'inconvénient de la deuxième solution est qu'elle peut générer un moment fléchissant non nul en tête de paroi. On a donc adopté la première solution.

Les *écrans* de palplanches sont modélisés par des éléments poutre. Le matériau est supposé *élastique linéaire isotrope* ; le module E est calculé en faisant l'hypothèse de la conservation des rigidités en flexion.

L'inertie des palplanches AZ13 est égale à $19700 \text{ cm}^4/\text{m}$, ce qui conduit à un produit d'inertie égal à $41\,370 \text{ kN.m}^2$ (Nguyen, 2003).

Pour les palplanches L607K l'inertie égale à $70030 \text{ cm}^4/\text{m}$ a été réduite de 20% à 30% conformément aux prescriptions de l'EUROCODE 3 Partie 5 pour tenir compte du glissement dans les serrures. Cette corrélation tient compte du fait que la rigidité de la paroi composée des doubles palplanches en section U est inférieure à celle d'une section unique. En pratique, elle vise à prendre en compte différents facteurs :

- résistance de cisaillement du sol contre la palplanche ;
- supports latéraux ;
- supports transversaux ou poutre de couronnement ;
- particules de sols dans la serrure ;
- fixation des serrures pendant l'excavation ;
- lubrification dans les serrures ;
- rectitude des palplanches et phasage de l'installation.

Dans notre calcul, les palplanches AZ13 et L607K ont été modélisées comme des écrans d'épaisseur uniforme $h = 300 \text{ mm}$ et $h = 435 \text{ mm}$, respectivement, de module d'élasticité équivalent égal à $E_{AZ13}^{eq} = 18467,3 \text{ MN/m}$ et $E_{L607K}^{eq} = 13574,6 \text{ MN/m}$.

Le module équivalent est donné par $E^{eq} = EI/I^{eq}$ où I^{eq} est l'inertie équivalente de la section d'écran considérée.

Tableau VII.6. Caractéristiques mécaniques des palplanches utilisées pour le calcul numérique.

Type	b (m)	h (m)	h^{equiv} (m)	EI (kNm ²)	I^{equiv} (m ⁴)	βI	E^{equiv} (kPa)
AZ13	0,67	0,303	0,3	41370	0,00225	1,0	18467300
L607K	0,6	0,435	0,44	147260	0,00710	0,6-0,8	13574600

VII.2.2.3 Mise en œuvre de la modélisation numérique couplée

Les calculs numériques avec le code Flac2D ont été réalisés en **neuf** étapes pour représenter les différentes phases de travaux de réalisation et les mesures d'observation de l'ouvrage :

- **Initialisation (Étape 0)**

Cette première étape de calcul consiste à reconstituer l'état de contraintes effectives et de pression existant dans le massif avant travaux. En négligeant l'effet de l'installation des palplanches, l'initialisation des contraintes effectives dans le massif se fait à l'aide de la fonction FISH '*Ininv.fis*' en représentant fidèlement l'état de contraintes effectives déterminé par les rapports d'essais in situ (Tableau VII.7). On fixe les pressions interstitielles le long des nœuds de la surface libre et les limites latérales, et fixons la saturation le long de la limite de la surface libre, pour satisfaire les conditions d'écoulement.

- **Mise en place de la couche de sable de protection (Étape de calcul 1)**

Une couche de sable d'un mètre d'épaisseur a été mise en place trois mois avant tous les travaux. L'effet de cette opération est simulé à l'aide de l'option *CUT&FILL* pour calculer le chargement dû au poids volumique. Les conditions aux limites de charge hydraulique (pression interstitielle) sont

imposées au niveau -1,50 mètre ($y = 28,5$ m) correspondant au toit de la nappe.

L'observation sur place constate un *tassement* en moyen de 0,016 mètres à la surface du massif (CUR, 1999). Les calculs ont abouti à des résultats à peu près identiques (0,012 m à l'intérieur et 0,017 m à l'extérieur de l'enceinte) avec une surpression interstitielle moyenne de 16,50 kPa dans le massif après environ 90 jours. Il est à noter que les mesures des déplacements sont initialisées à zéro après cette phase de travaux.

Tableau VII.7. État de contraintes initial.

Couches de sols	Niveau (m)	z (modèle) (m)	σ_v^0 (kPa)	$\Delta\sigma^0/\Delta z$	γ' (kN/m ³)	K_0
Sable sup.	-0,5	30	0,00	-	-	0,427
Argile limoneuse	-1,5	29	0,00	13,40	6,75	0,357
Argile limoneuse (n.c.)	-2,5	28	-32,40	13,60	6,75	0,357
Tourbe	-5,75	24,75	-46,00	3,60	0,30	0,234
Tourbe argileuse	-9	21,5	-49,60	0,80	0,80	0,234
Argile organique	-10,5	20	-50,40	7,20	3,90	0,392
Argile sableuse	-16,1	14,4	-81,00	1,40	2,30	0,392
Argile silteuse	-17	13,5	-82,40	4,00	8,00	0,392
Argile sableuse	-17,5	13	-86,40	5,00	10,00	0,380
Sable limoneux	-18	12,5	-91,40			

- **Rabattement de la nappe et excavation sans eau (Étape de calcul 2)**

Dans cette troisième étape de calcul, on simule l'excavation du niveau -1,5 m ($y = 28,5$ m) au niveau -4,0 m ($y = 26$ m). Dans l'enceinte des parois, le sol et l'eau ont été retirés ensemble. Cette phase d'exécution est modélisée avec la commande *Model null* calculant les forces de déconfinement à appliquer sur le contour de l'excavation à partir d'un champ de contraintes totales, résultant du calcul précédent. La simulation de la variation de la pression dans le massif due au rabattement de la nappe consiste à imposer des conditions aux limites correspondant à la variation de la charge hydraulique (pression interstitielle), qui est nulle à la surface de l'excavation. On impose aussi une condition limite de charge hydraulique (pression) constante à la surface libre de la nappe à l'extérieur de la fouille. Les commandes utilisées sont : *Ini PP* ; *Fix PP* et *Ini Sat* ; *Fix Sat*.

- **Remontée de la nappe (Étape de calcul 3)**

Le toit de la nappe est ensuite remonté du niveau -4,0 m ($y = 26$ m) au niveau initial -1,5 m ($y = 28,5$ m) dans l'enceinte des parois. Cette phase d'exécution est simulée en imposant des conditions aux limites correspondant à cette variation de la charge hydraulique (pression interstitielle) sur le fond de fouille pour simuler la variation de la pression dans le sol. On applique aussi, sur les parois et sur le fond de fouille, des forces surfaciques dues à la remontée de l'eau.

- **Excavation sous la nappe (Étape de calcul 4)**

L'excavation est simulée en appliquant des forces de déconfinement calculées à partir d'un champ de contraintes totales, issu de la lecture des résultats de l'étape précédente. On combine dans ce cas l'option d'excavation *Model null* avec les commandes de chargement *Ini PP* ; *Fix PP* qui simule le champ de pression hydrostatique. Il est important de noter que, dans cette opération de travaux, le niveau de la nappe est maintenu à -1,5 m ($y = 28,5$ m). Une charge hydraulique (pression interstitielle égale à $5,5 \cdot 10^4$ Pa) correspondante est imposée à la surface de l'excavation pour tenir compte de cette condition.

Il est intéressant de noter que, si l'excavation était réalisée longtemps après la modification du niveau de la nappe, on peut considérer la pression dans le massif comme hydrostatique et l'excavation peut être simulée en calculant les forces de surfaces qui sont appliquées sur le contour de l'excavation à partir du champ de contraintes effectives, issu de la lecture des résultats de l'étape de calcul précédente.

- **Rabattement de la nappe à -5,0 m ($y = 25$ m) (Étape de calcul 5)**

Cette opération de rabattement de la nappe dans l'enceinte de la fouille se traduit par des forces surfaciques appliquées sur les parois et le fond de fouille mais aussi par une variation de la pression

d'eau dans le sol. Cette variation de la pression hydraulique est modélisée par les commandes *Ini PP* ; *Fix PP* en imposant des variations de la charge hydraulique (pression interstitielle égale à $2 \cdot 10^4$ Pa sur le fond de fouille).

- **Remontée de la nappe au niveau -1,5 m (Étape de calcul 6)**

La nappe est ensuite remontée à nouveau au niveau -1,5 m ($y = 28,5$ m). La simulation de cette opération est identique à celle de l'étape 3 ci-dessus.

- **Mise en surcharge de la paroi AZ13 (Étape de calcul 7)**

La paroi AZ13 est mise en surcharge par un remblaiement jusqu'au niveau 1,0 m (1,5 mètres d'épaisseur) étendue sur une surface de 9 mètres derrière la paroi. Cette surcharge est modélisée à l'aide de la commande *Apply nstress* (pression uniforme). On note que le poids volumique du remblai est pris égal à 17 kN/m^3 . Donc, la pression mécanique (*nstress*) appliquée est $P = \gamma z = 17000 \cdot 1,5 = 25500 = 2,55 \cdot 10^4$ Pa.

- **Rabattement de la nappe à -5,0 m ($y=25$ m) et calcul à long terme (Étape de calcul 8)**

Cette étape de calcul est identique à la cinquième étape de calcul. Il n'y a pas de chargement nouveau ni de variation des conditions aux limites et on laisse les pressions évoluer dans le sol.

VII.2.2.4 Prise en compte de l'évolution du problème dans le temps

Les phases 1 à 3 des travaux forment une expérimentation « à court terme » et la phase 6 est une expérimentation « à long terme ». La prise en compte du temps dans les calculs se fait simplement en utilisant les caractéristiques hydrauliques présentées dans les tableaux VII.4 et VII.5 et en respectant le planning de la réalisation des phases de travaux présenté dans le Tableau VII.8, extrait du document de l'Université Technique de Delft et de la thèse de D.A. Kort (2002).

Il est important de noter que les opérations des travaux ont commencé à 7 heures du matin et que les mesures sont effectuées à 17 heures (Kort, 2002). Par ailleurs, pour certaines phases de construction, le temps d'évolution n'est pas calculé du début à la fin de l'opération mais jusqu'au moment où l'on effectue les mesures (par exemple, la phase 5) ou au moment où une autre opération est réalisée (par exemple, la phase 2).

Tableau VII.8. Phasage de l'expérimentation (extrait du document de l'Université Technique de Delft).

N°	Activités de l'expérimentation	Date		Temps d'évolution
		Début	Fin	
0	Mise en place du remblai de sable Initialisation des mesures		13/04/99	3 mois
1	Excavation à sec au niveau -4,0m	13/04/99	15/04/99	58h
2	Remontée la nappe dans la fouille à -1,5m	16/04/99	17/04/99	82h
3	Excavation sous la nappe au niveau -7,0m	19/04/99	22/04/99	82h
4	Baisse de la nappe jusqu'au niveau -5,0m	23/04/99	11/05/99	442h
5	Montée de la nappe dans la fouille à -1,5m	17/05/99	18/05/99	82h
6	Remblaiement derrière la paroi AZ13	19/05/99	20/05/99	188h
7	Baisse de la nappe jusqu'au niveau -5,0m	21/05/99	26/05/99	130h
8	Évolution du problème à long terme	26/05/99	11/08/99	3 mois

VII.2.2.5 Résultats des calculs

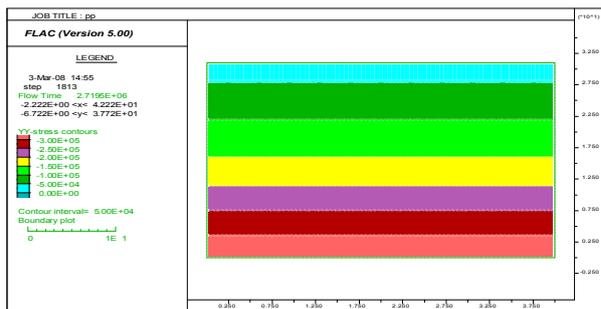


Figure VII.6. Champ de contraintes totales verticales dans le maillage à l'étape initiale.

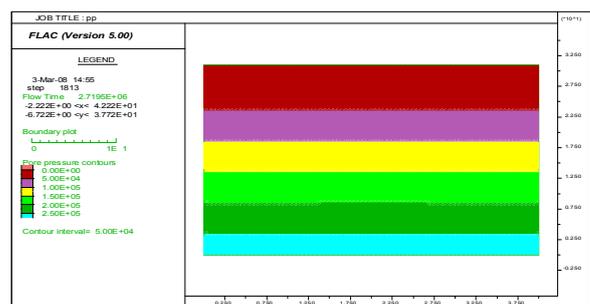


Figure VII.7. Champ de pressions interstitielles dans le maillage à l'étape initiale.

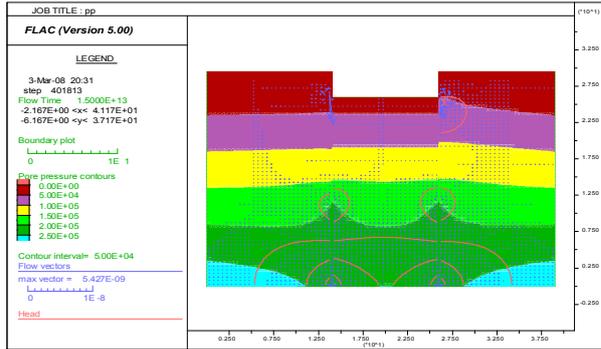


Figure VII.8. Champ de pressions interstitielles, vecteurs d'écoulement et lignes de courant dans le maillage à la 4^{ème} étape d'excavation.

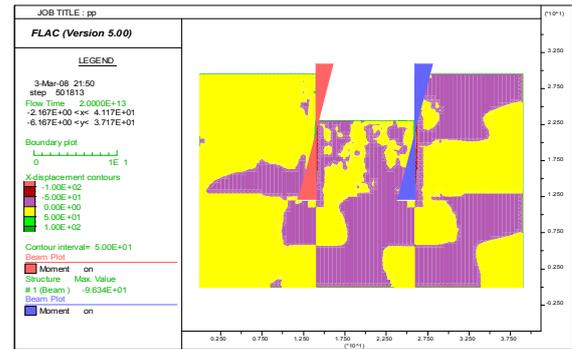


Figure VII.9. Champ de déplacements horizontaux dans le maillage et distribution des moments dans les écrans causés par la 4^{ème} étape.

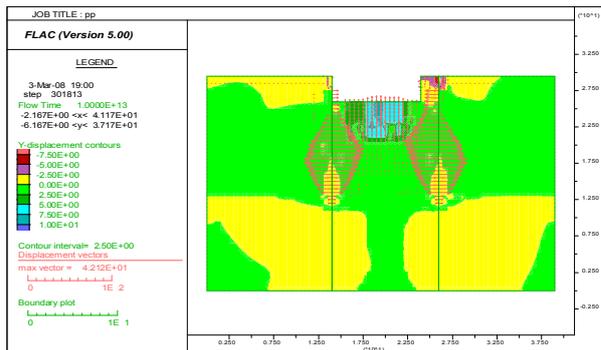


Figure VII.10. Champ et vecteurs de déplacements verticaux dans le maillage causés par la 2^{ème} étape excavation.

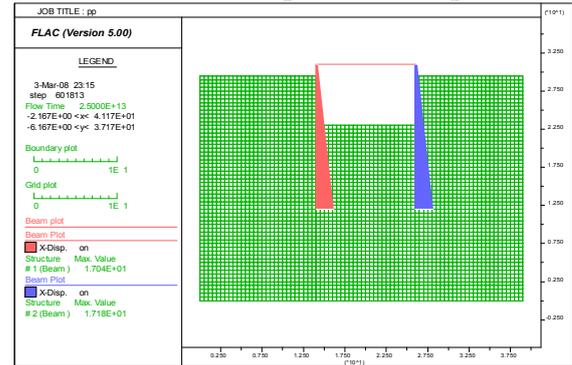


Figure VII.11. Déplacement x (Beam x Disp) des écrans dans le maillage à l'étape 5.

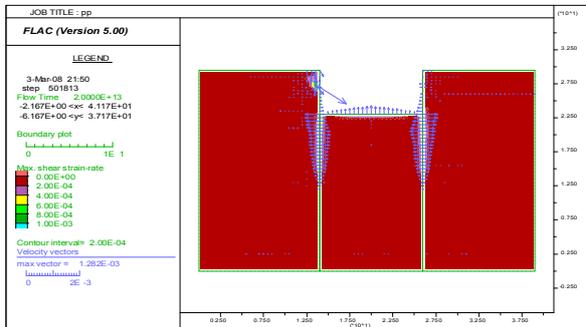


Figure VII.12. Tracé de la Surface de rupture pour l'étape 4 ; surface de rupture définie par le champ de déformation de cisaillement et vecteurs de vitesse.

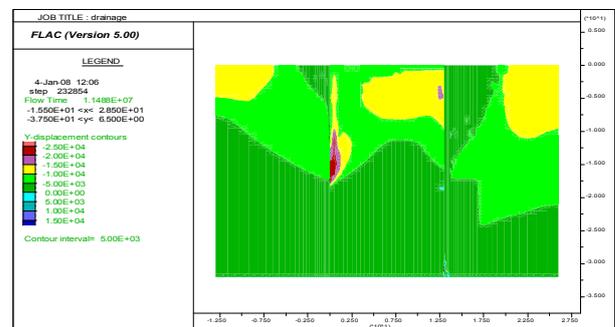


Figure VII.13. Champ de déplacements verticaux dans le maillage et distribution des moments dans les écrans induits par la 1^{ère} étape de drainage.

La surface de rupture après l'excavation se concentre au fond d'excavation et au voisinage immédiat des écrans étanches (Figure VII.12)

VII.2.2.5.1 Dérroulement des calculs Flac2D

Pour le modèle de *Mohr-Coulomb* utilisé, les calculs se sont déroulés sans problème particulier. Une bonne convergence a été obtenue après chaque étape de calcul. Les figures VII.14 à VII.17 présentent la distribution des points plastiques dans le massif de sol après les étapes de calcul 2, 4, 5 et 8, respectivement.

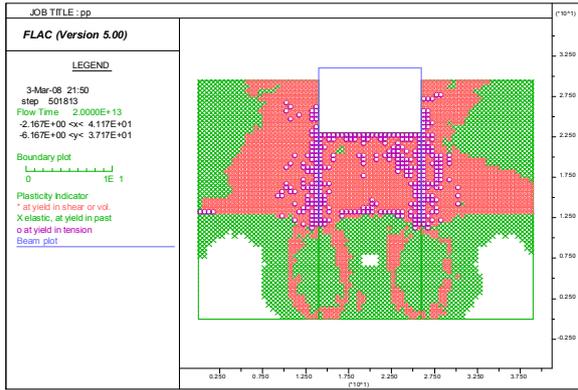


Figure VII. 14. Zone plastique générée dans le massif après l'excavation sans eau (calcul 3).

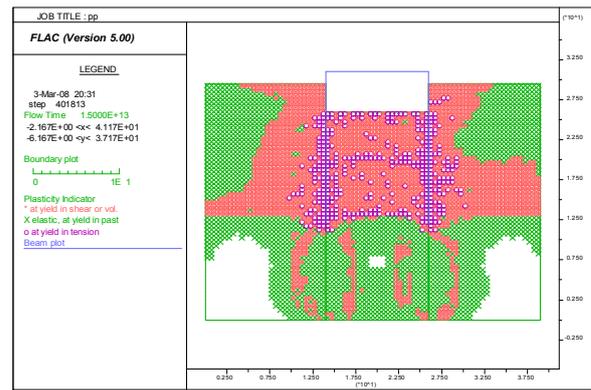


Figure VII. 15. Zone plastique générée dans le massif après l'excavation sous l'eau (calcul 4).

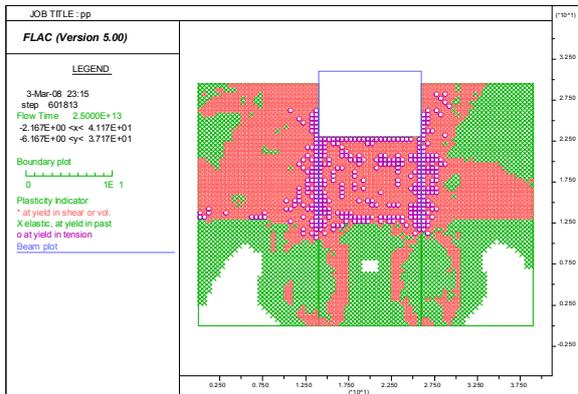


Figure VII. 16. Zone plastique générée dans le massif après rabattement de la nappe (calcul 5).

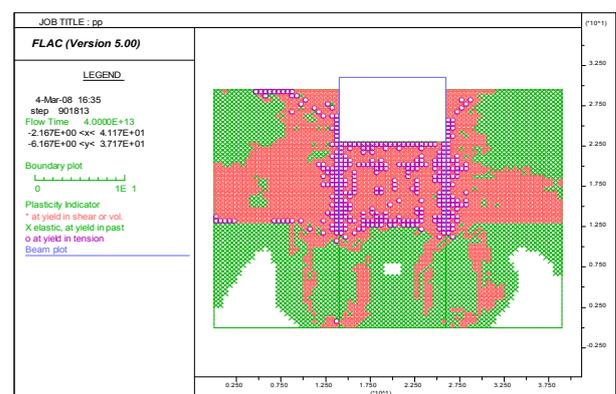


Figure VII. 17. Zone plastique générée dans le massif après l'évolution à long terme (calcul 8).

On constate que les déformations plastiques commencent à se développer dans des zones très limitées qui se concentrent au fond de fouille et au voisinage immédiat des rideaux (calculs 2 et 4). Dans les étapes suivantes, les zones plastiques s'étendent derrière le rideau. On remarque aussi que la zone plastique derrière la palplanche AZ13 (à gauche sur les figures) est plus étendue à cause d'une rigidité *moins importante*.

Détermination du Facteur de Sécurité à la dernière étape de construction (étape 8)

Finalement, on peut déterminer le *facteur de sécurité* pour l'état du modèle à la fin de l'étape 8. La Figure VII.12 illustre le tracé de l'état de rupture, contenant les *champs de déformations de cisaillement (Shear Strain Rate)* et les *vecteurs de vitesses*, qui définissent la surface de rupture. Notons que le calcul du *facteur de-sécurité* peut être fait à toute étape dans la simulation.

VII.2.2.5.2 Cinématique des déplacements de l'ouvrage

La Figure VII.18 présente la cinématique des déplacements de l'ouvrage après l'étape de calcul numéro 5 (rabattement de la nappe après l'excavation sous l'eau). On constate sur cette figure que les déplacements ne sont pas identiques pour les deux rideaux. Le rideau AZ13, ayant un produit d'inertie (EI) moins important par rapport à celui du rideau L607K (41370 kNm²/m contre 147260 kNm²/m) subit des déplacements latéraux plus importants sous l'effet de l'excavation et du rabattement dans la fouille.

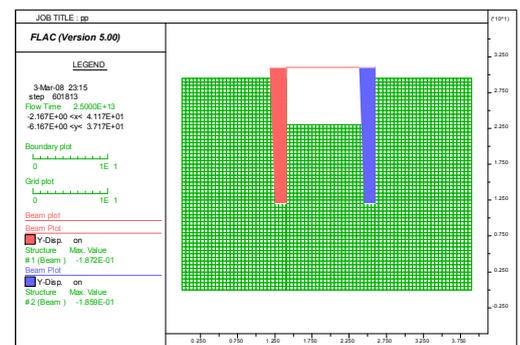


Figure VII. 18. Cinématique des déplacements de l'ouvrage après l'étape de calcul 5. Flac2D.

Les figures VII.19 et VII.20 présentent les *déplacements latéraux* du rideau AZ13 et du rideau L607K, respectivement, après les étapes de calcul 2, 4, 5 et 8 (à court terme). Les figures VII.21 et VII.22 présentent les *moments fléchissants* du rideau AZ13 et du rideau L607K, respectivement, après les étapes de calcul 2, 4, 5 et 8 (en conditions de court terme). On constate clairement, sur les trois premières étapes de calcul, l'influence du produit d'inertie (EI) sur les déplacements du rideau. Une inertie plus importante conduit à des déplacements moins importants mais à un moment fléchissant plus élevé (rideau L607K). On peut aussi constater que, pour les deux premières étapes de calcul (excavation à sec et excavation sous nappe), les déplacements et les moments varient relativement peu. Cependant, le rabattement de la nappe (étape de calcul 5) génère une augmentation importante des déplacements ainsi que du moment dans les parois.

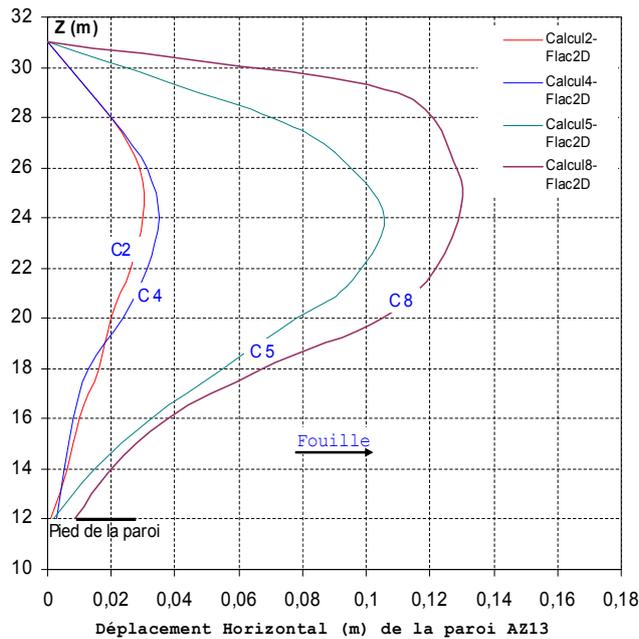


Figure VII. 19. Déplacements horizontaux du rideau AZ13 après les étapes de calcul 2, 4,5, 8.

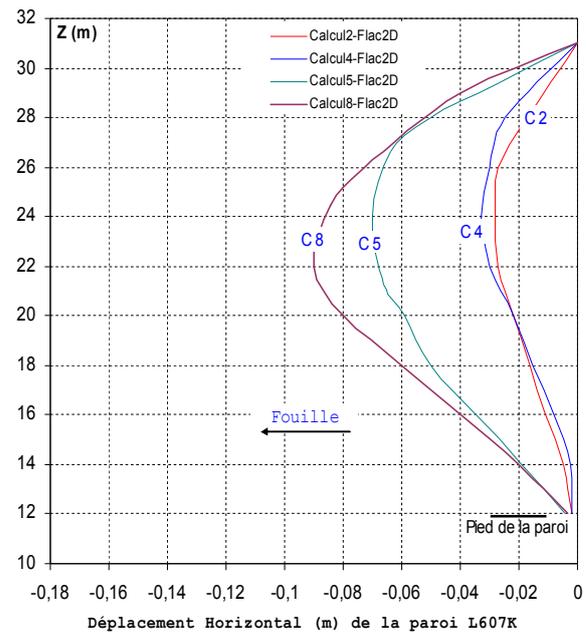


Figure VII. 20. Déplacements horizontaux du rideau L607K après les étapes de calcul 2, 4, 5 et 8.

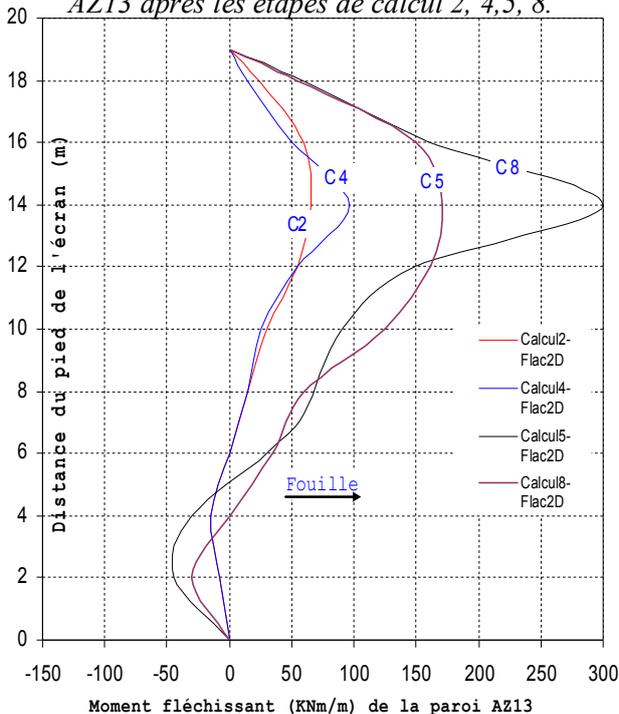


Figure VII. 21. Moment fléchissant du rideau AZ13 après les étapes de calcul 2, 4,5, 8.

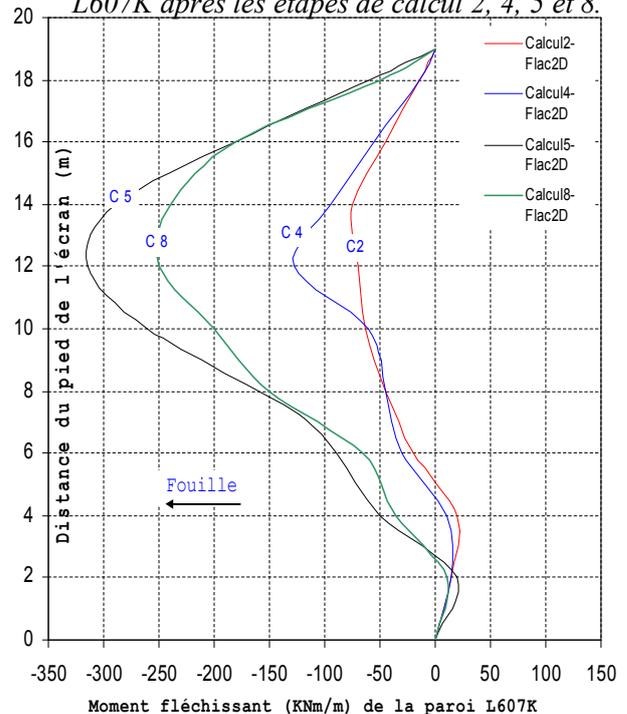


Figure VII.22. Moment fléchissant du rideau L607K après les étapes de calcul 2, 4,5, 8.

La mise en place du buton en tête des écrans étanche empêche le déplacement de ces derniers vers la fouille.

VII.2.2.5.3 Variation de la pression dans le massif

Sur la Figure VII.23, on montre les champs de pression hydraulique à court terme (étape de calcul 8 simulant le rabattement de la nappe au niveau $-5,0$ m). On constate l'évolution de la pression au cours du temps.

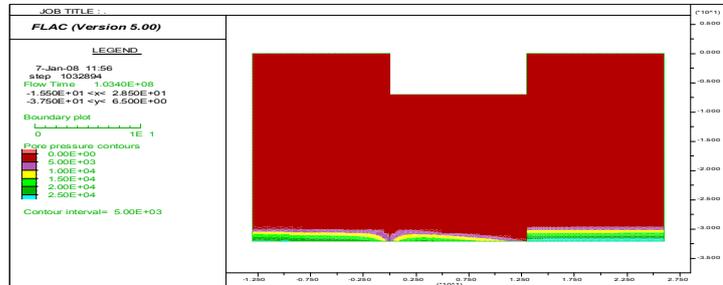


Figure VII. 23. Variation de la pression à court terme et 3 mois après résultante de l'étape de calcul numéro 8.Flac2D.

VII.2.3 Confrontation avec les données expérimentales

Dans cette partie, les résultats des calculs réalisés à l'aide du code Flac2D sont confrontés avec les mesures (extraites de la thèse de Kort, 2002) de *déplacements latéraux* des parois et de *moments fléchissants*, ainsi qu'avec les *pressions latérales des terres* et de *l'eau* pour les différentes étapes de construction.

VII.2.3.1 Déplacements de la paroi Arbed AZ13 du rideau nord

Les mesures de *déplacements* dans les parois (Kort, 2002) sont effectuées au moyen des tubes inclinométriques installés dans les parois, en supposant que les déplacements au pied de la paroi sont nuls. On regarde d'abord les *déplacements latéraux* et le moment fléchissant de la paroi AZ13 du rideau nord. Les figures VII.24 à VII.29 montrent les courbes de déplacements et de moment fléchissant de la paroi AZ13 après les trois premières phases de construction. Les figures VII.30 et VII.31 présentent les résultats du calcul après la mise en place de la surcharge derrière la paroi AZ13 et les figures VII.32 et VII.33 les résultats relatifs à l'évolution à long terme.

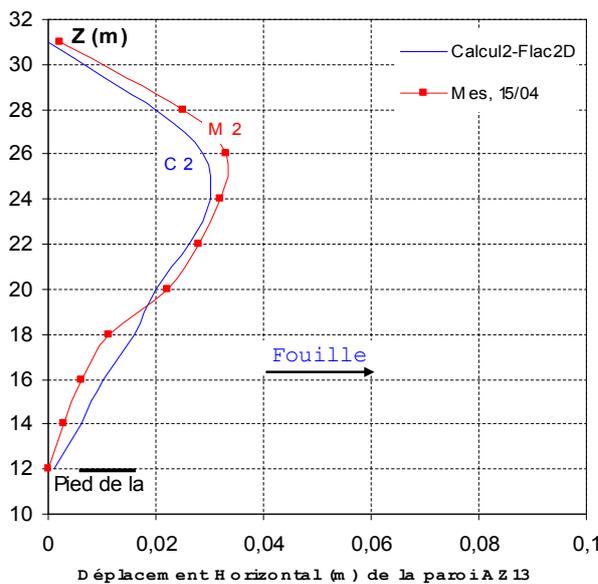


Figure VII. 24. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Excavation à sec – Calcul 2.

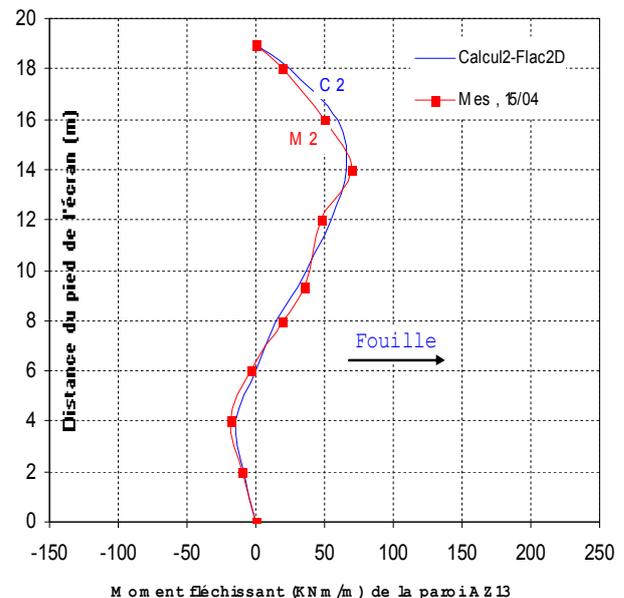


Figure VII. 25. Moment fléchissant du rideau AZ13 – Excavation à sec – Calcul 2.

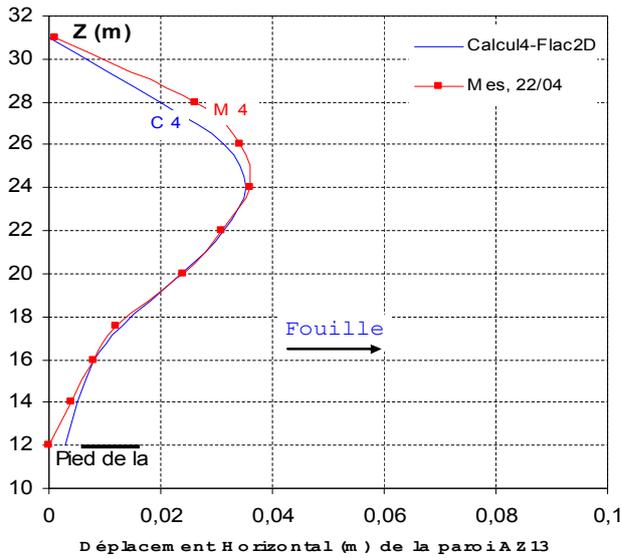


Figure VII. 26. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Excavation sous l'eau – Calcul 4.

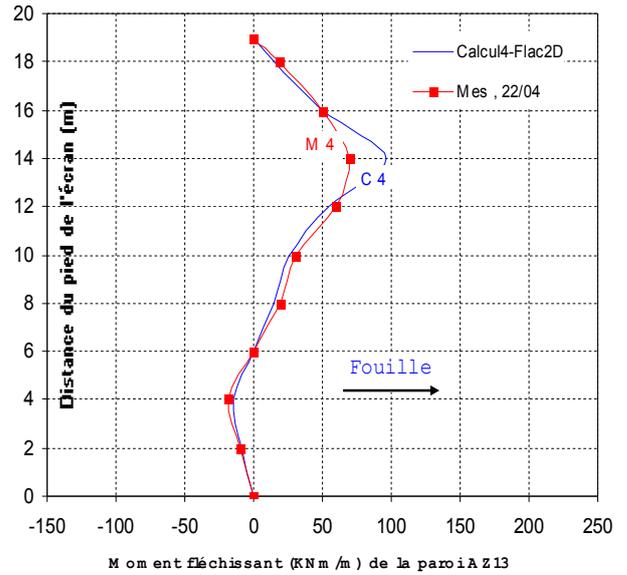


Figure VII. 27. Moment fléchissant du rideau AZ13 – Excavation sous l'eau – Calcul 4.

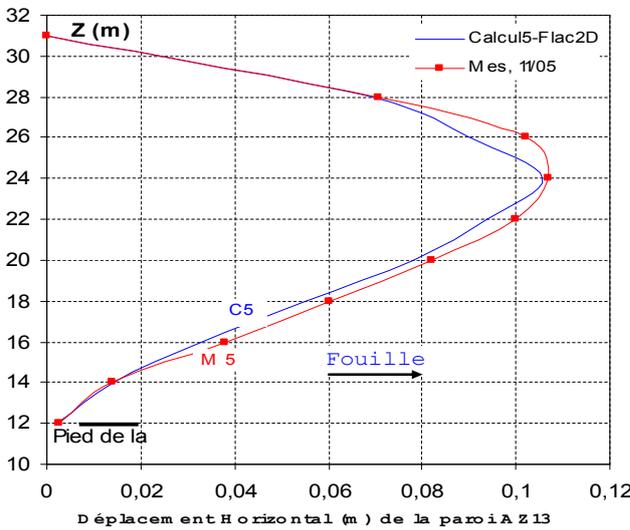


Figure VII. 28. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Abaissement de la nappe – Calcul 5.

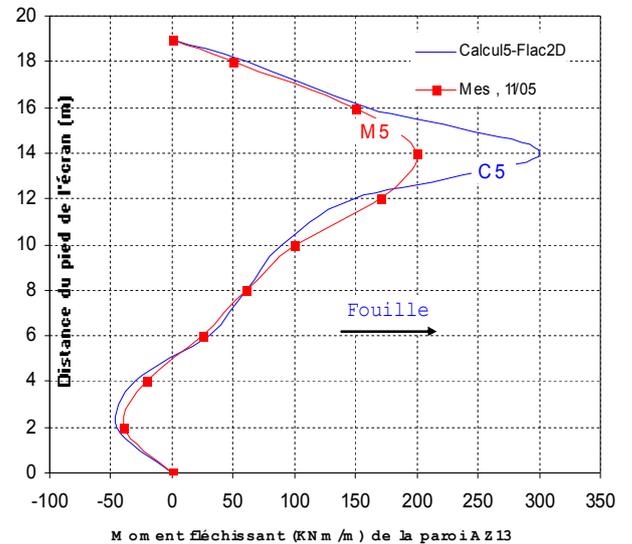


Figure VII. 29. Moment fléchissant du rideau AZ13 – Abaissement de la nappe – Calcul 5.

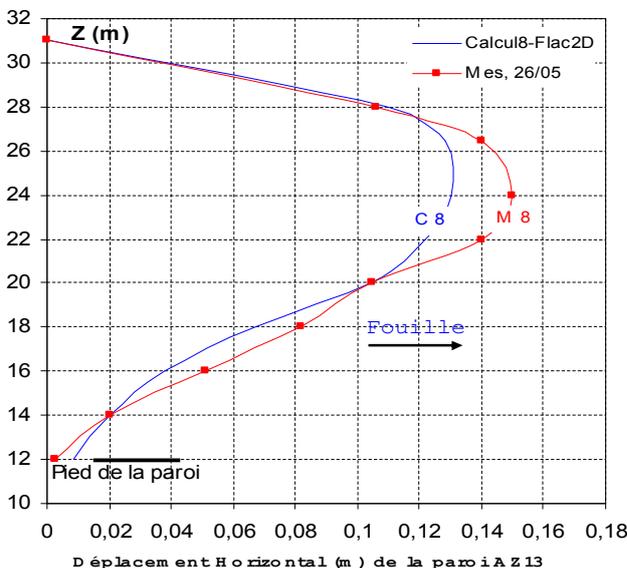


Figure VII. 30. Déplacements horizontaux du rideau AZ13 – Mise en surcharge – Calcul 8.

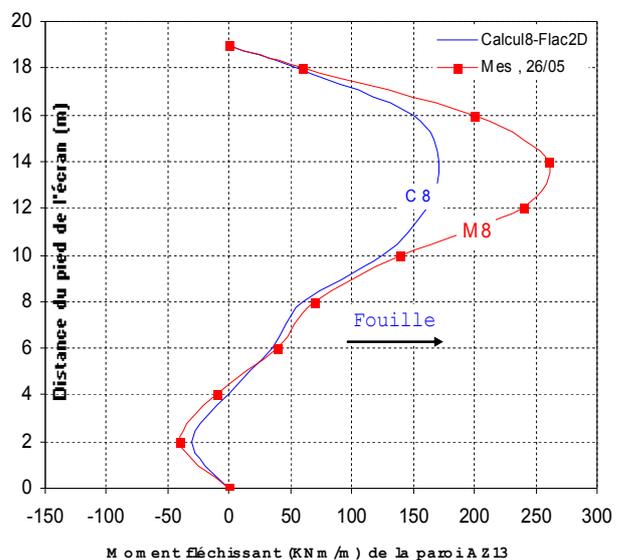


Figure VII. 31. Moment fléchissant du rideau AZ13 – Mise en surcharge – Calcul 8.

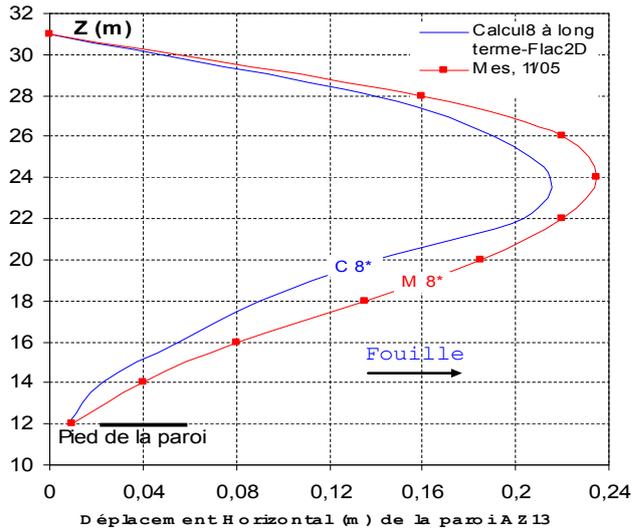


Figure VII. 32. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Evolution à long terme.

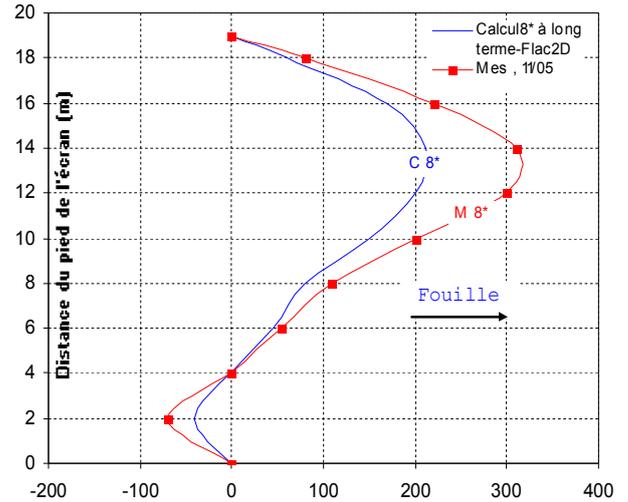


Figure VII. 33. Moment fléchissant du rideau AZ13 – Evolution à long terme.

La confrontation des *déplacements* calculés de la paroi AZ13 aux mesures révèle une **parfaite** concordance pour toutes les étapes de construction jusqu'à long terme. Cependant, les *moments de fléchissant* au pied de la paroi pour les trois dernières étapes de calcul semblent légèrement *sous-estimés* (calculs 5 et 8).

VII.2.3.2 Déplacements de la paroi Hoesch L607K du rideau sud

Les figures VII.34 à VII.39 présentent les *déplacements* et les *moments fléchissants* de la paroi sud L607K issus des étapes de calculs 2, 4 et 5 et les comparent aux mesures (comportement supposé à court terme). On constate aussi une **bonne** concordance.

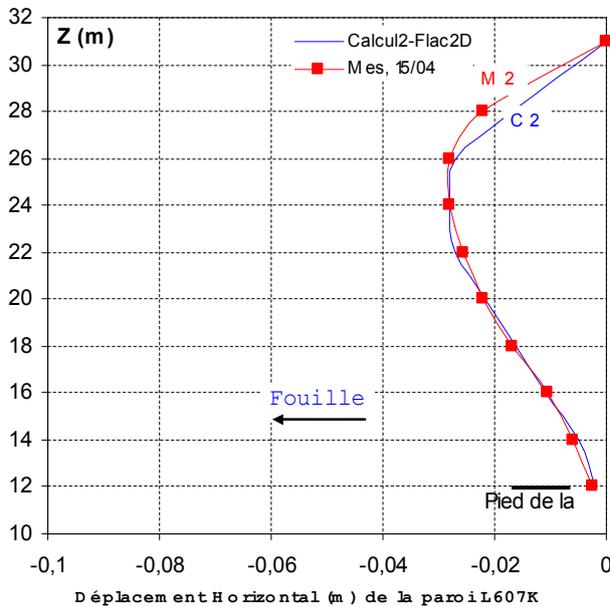


Figure VII. 34. Déplacements latéraux du rideau L607K – Excavation à sec – Calcul 2.

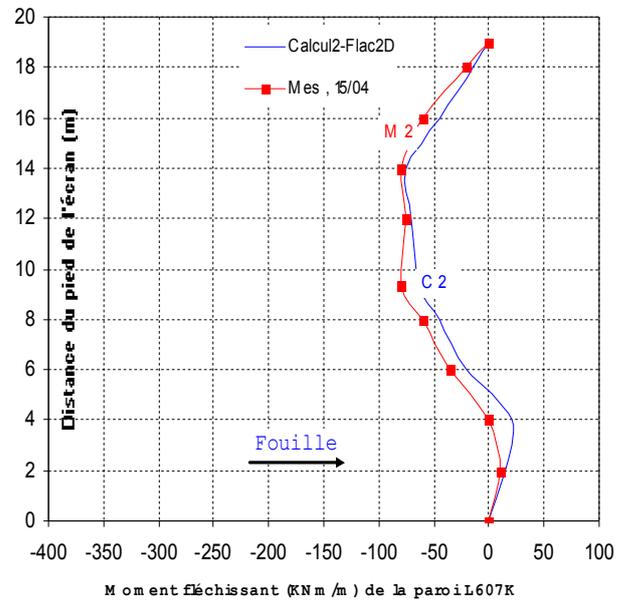


Figure VII. 35. Moment fléchissant du rideau L607K – Excavation à sec – Calcul 2.

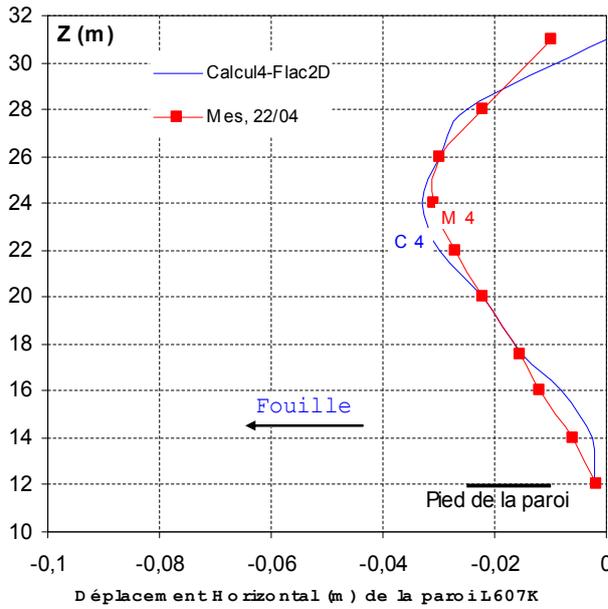


Figure VII. 36. Déplacements latéraux du rideau L607K – Excavation sous l'eau – Calcul 4.

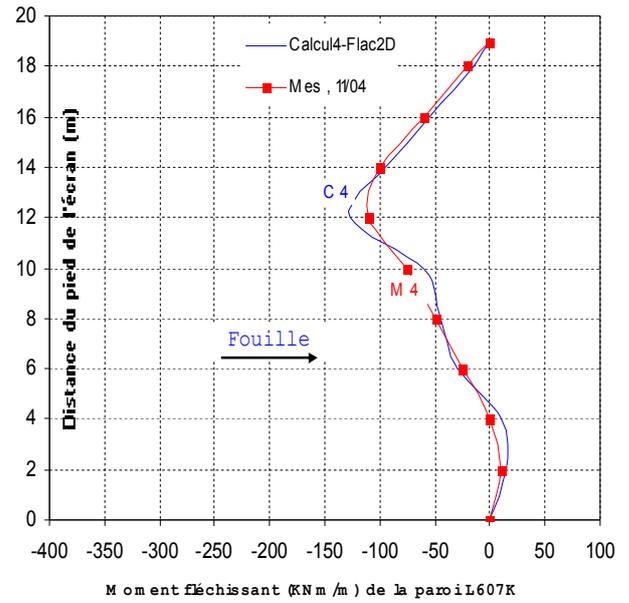


Figure VII.37. Moment fléchissant du rideau L607K – Excavation sous l'eau – Calcul 4.

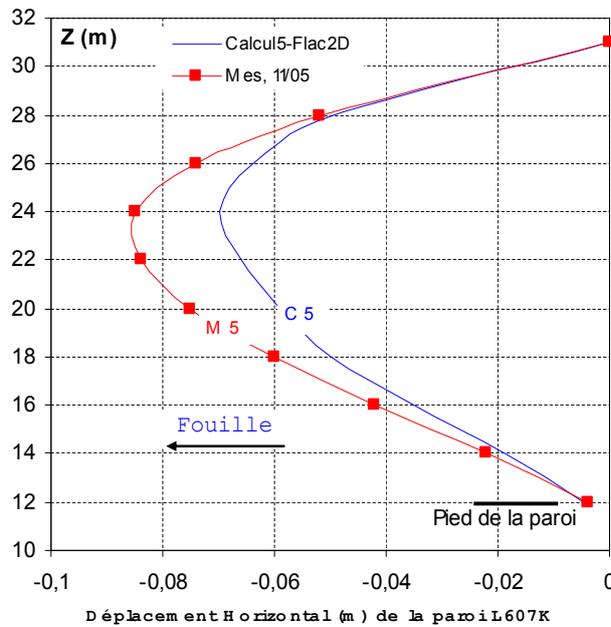


Figure VII. 38. Déplacements latéraux du rideau L607K – Abaissement de la nappe – Calcul 5.

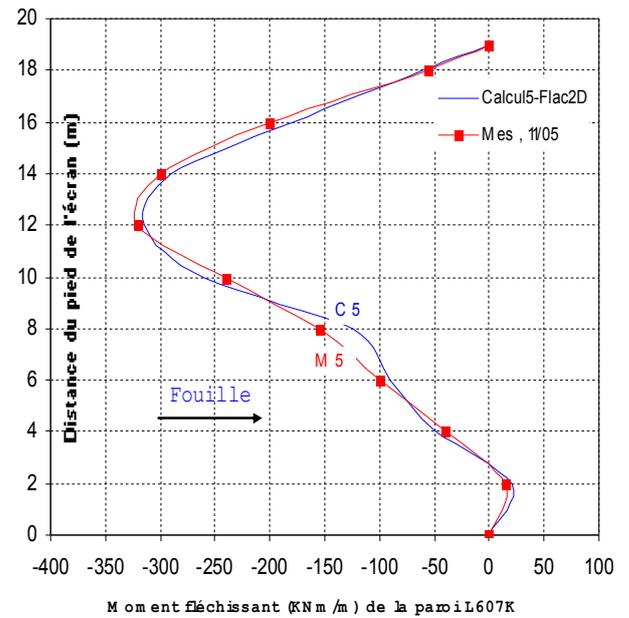


Figure VII. 39. Moment fléchissant du rideau L607K – Excavation sous l'eau – Calcul 5.

Cependant, après l'application de la surcharge derrière la paroi AZ13, les mesures témoignent de la poursuite du déplacement du rideau L607K, alors que les résultats des calculs montrent un déplacement limité de cet écran. Les figures VII.40 et VII.41 présentent les résultats de calcul de la paroi L607K après cette étape de calcul. On constate une sous-estimation de l'ordre de 10 % des déplacements latéraux ainsi que des moments de flexion.

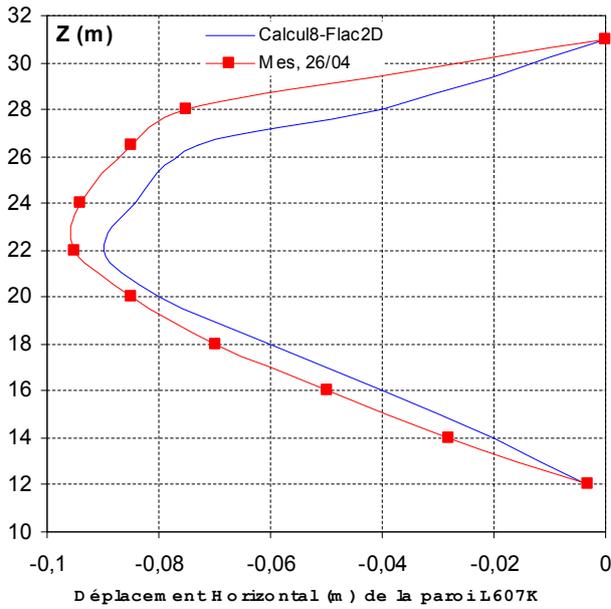


Figure VII. 40. Déplacements latéraux du rideau L607K – Mise en surcharge – Calcul 8.

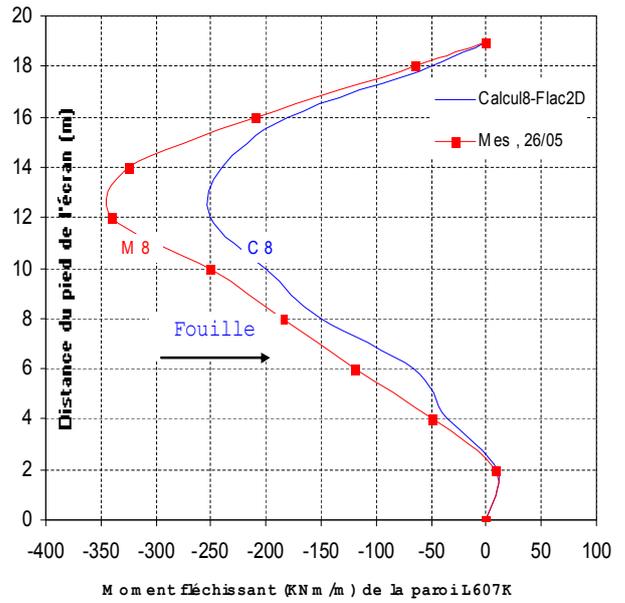


Figure VII. 41. Moment fléchissant du rideau L607K – Mise en surcharge – Calcul 8.

VII.2.3.3 Pression de terre et de l'eau sur la paroi AZ13

Les figures VII.42 à VII.49 comparent les résultats des calculs et les mesures de la *pression latérale des terres* et de la *pression hydraulique* sur la paroi nord du rideau AZ13 à l'état initial, et après les étapes de calcul 2, 4 et 5. Sur les figures, les valeurs positives et négatives se rapportent à la position devant et derrière la paroi respectivement.

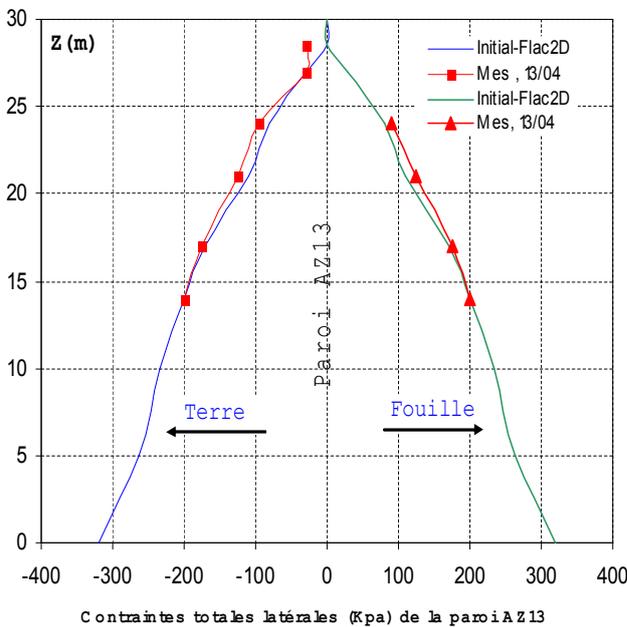


Figure VII.42. Contraintes totales latérales sur le rideau AZ13 – Etat initial.

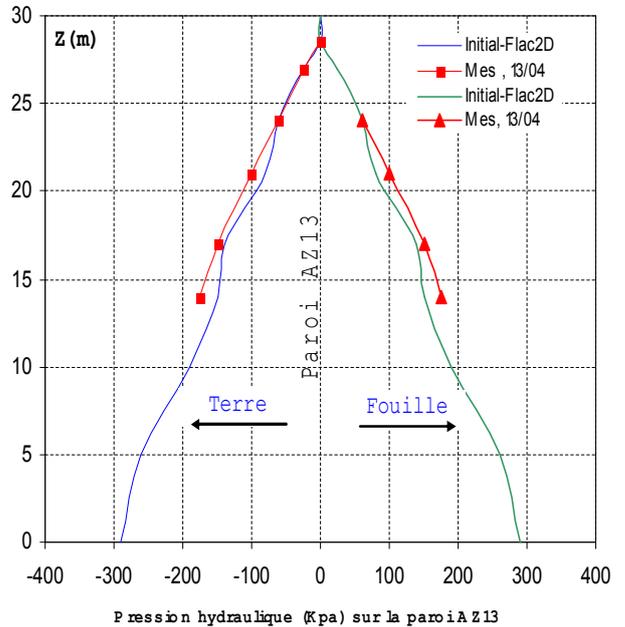
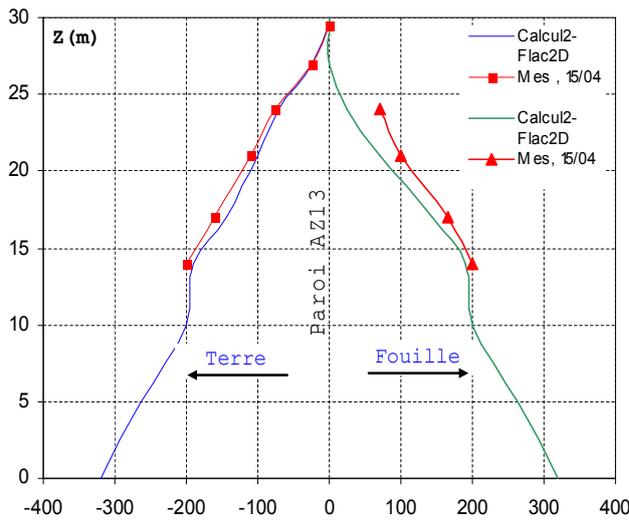
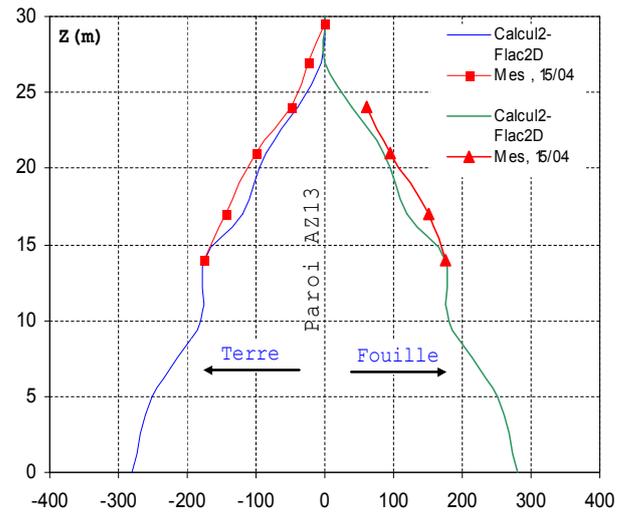


Figure VII. 43. Pression hydraulique sur le rideau AZ13 – Etat initial.



Contraintes totales latérales (Kpa) de la paroi AZ13

Figure VII. 44. Contraintes totales latérales sur le rideau AZ13 – Excavation à sec – Calcul 2.

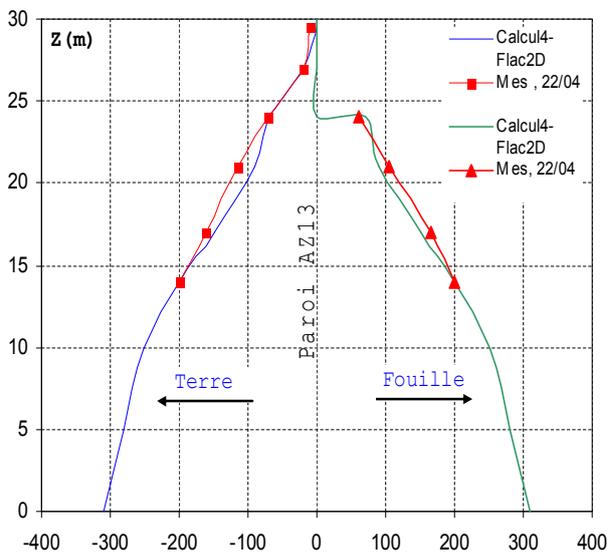


Pression hydraulique (Kpa) sur la paroi AZ13

Figure VII. 45. Pression hydraulique sur le rideau AZ13 – Excavation à sec – Calcul 2.

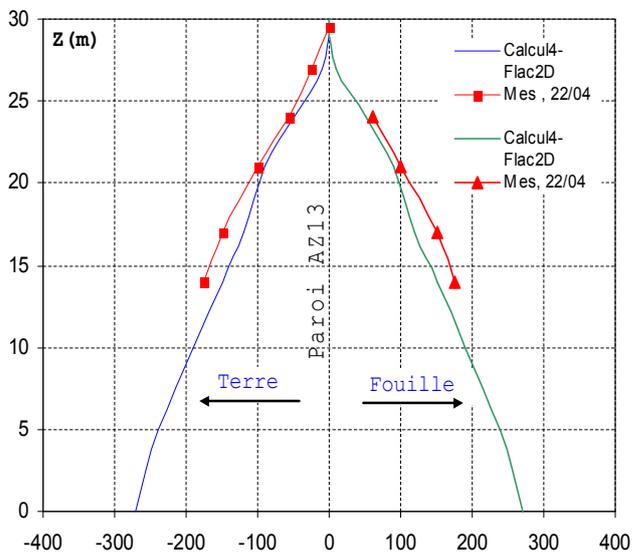
Les résultats des calculs correspondent **bien** aux mesures après chaque opération de travaux. Après l'excavation à sec, les contraintes latérales (totales) du sol et la pression de l'eau *diminuent* convenablement au niveau de l'excavation (figures VII.44 et VII.45).

La nappe est ensuite remontée au niveau -1,5 m ($z = 26,5$ m dans le modèle). Après l'excavation sous la nappe, la pression est *hydrostatique* au-dessus du niveau d'excavation à $z = 23,5$ m (figures VII.46 et VII.47).



Contraintes totales latérales (Kpa) de la paroi AZ13

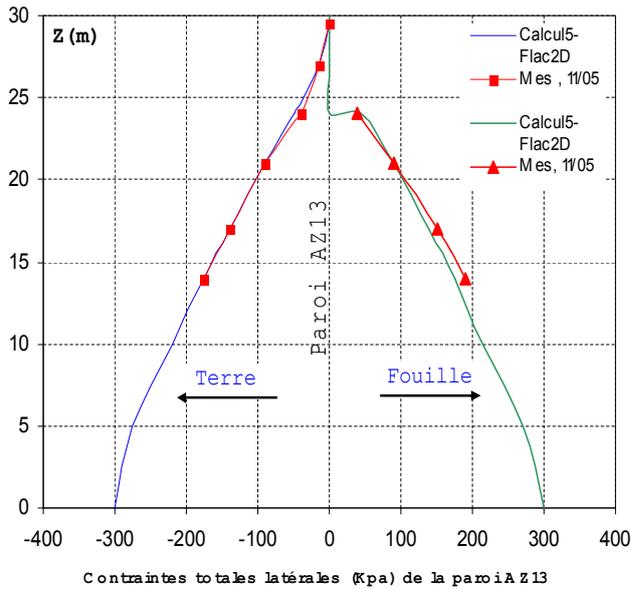
Figure VII. 46. Contraintes totales latérales sur le rideau AZ13 – Excavation sous l'eau – Calcul 4.



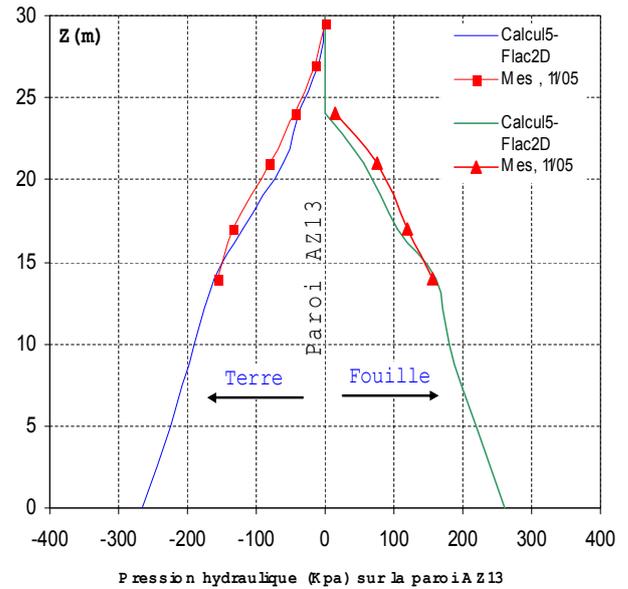
Pression hydraulique (Kpa) sur la paroi AZ13

Figure VII. 47. Pression hydraulique sur le rideau AZ13 – Excavation sous l'eau – Calcul 4.

Et enfin, le rabattement de la nappe au niveau $z = 24,75$ m se traduit par une baisse des contraintes totales et de la pression du côté de la fouille (figures VII.48 et VII.49).



Contraintes totales latérales (Kpa) de la paroi AZ13
Figure VII. 48. Contraintes totales latérales sur le rideau AZ13 – Abaissement de la nappe – Calcul 5.



Pression hydraulique (Kpa) sur la paroi AZ13
Figure VII. 49. Pression hydraulique sur le rideau AZ13 – Abaissement de la nappe – Calcul

VII.2.4 Modélisation numérique découplée avec Flac2D

Dans un **deuxième** temps, on réalise une modélisation numérique simplifiée par un processus **découplé** au moyen du code Flac2D. Cette technique consiste à modéliser les quatre premières étapes des travaux par des calculs à *court terme* en utilisant des caractéristiques non drainées et un calcul à long terme en utilisant des caractéristiques drainées pour la cinquième étape (rabattement de la nappe après le remblaiement derrière le rideau AZ13). Dans la dernière étape, l'effet de la variation de la pression de l'état à court terme à l'état à long terme est simulé par la commande *Ini PP & Fix PP* et *Fix saturation*.

VII.2.4.1 Modèle numérique utilisé en Flac2D

Dans ces calculs, on utilise le même maillage et la même configuration que pour les calculs avec les cas *couplés* présentés ci-dessus. Le sol est considéré comme *élastoplastique* (même que le cas couplé Tableau VII.5).

VII.2.4.2 Mise en œuvre de la modélisation numérique découplée avec Flac2D

La procédure de modélisation qu'on suit ici est identique à celle suivie pour l'analyse *couplée* que nous avons juste exécutée, mais on empêche maintenant le mode de calcul mécanique, et permettons le mode du calcul d'écoulement.

On résolve maintenant pour l'état d'écoulement permanent (seulement avec écoulement) et quelques pas sont pris pour satisfaire le critère de *l'écoulement permanent*. Ensuite, on empêche le calcul d'écoulement en mettant le module volumique de l'eau à *zéro* et en permettant le calcul mécanique.

Donc, plus simples que les calculs effectués avec le mode couplé (temps de calcul), les calculs numériques *découplés* pour simuler les différentes phases de construction de l'ouvrage, ont été réalisés avec le même enchaînement des étapes du mode couplé ci-dessus.

VII.2.4.3 Résultats et confrontation

Sur les figures VII.50 à VII.59, on présente la comparaison des résultats des calculs hydromécaniques couplés par le code Flac2D et des calculs simplifiés avec le mode *découplé* concernant les *déplacements* et les *moments fléchissant* de la paroi AZ13.

Après les deux premières phases de construction, les calculs simplifiés, bien qu'ils ne tiennent pas compte de l'évolution de la pression hydraulique dans le temps donnent des résultats assez proches

des mesures pour les *déplacements* (figures VII.50 et VII.52). Concernant les *moments*, les résultats sont *moins* satisfaisants par rapport aux calculs couplés (figures VII.51 et VII.53).

Pour les phases de construction suivantes (rabattement de la nappe, mise en surcharge derrière la paroi AZ13, effet à long terme), les calculs simplifiés représentent beaucoup moins bien le comportement de l'ouvrage. Les résultats *sous-estiment* les *déplacements latéraux* et les *moments*.

Au fur et à mesure de l'avancement des travaux (pour les étapes de calcul à court terme), les *déplacements* de l'ouvrage sont *sous-estimés*, et la variation de la pression à prendre en compte à long terme (calcul 8) est aussi *sous-estimée*. Ceci explique la qualité insuffisante des résultats de calcul à long terme.

Cependant, on constate que les résultats numériques des déplacements et moments fléchissants obtenus par les calculs *découplés* pour une hauteur qui se rapproche du pied de la paroi (à environ 8 m depuis le pied de la paroi) sont proches des mesures et des calculs numériques en mode *couplé*. Cela, peut être expliqué par l'influence de l'excavation devant les parois sur la partie libre de ces dernières où le déplacement latéral maximum de la paroi (le ventre) est situé au-dessus du fond de l'excavation (excavation à -7 (y = 23 m)).

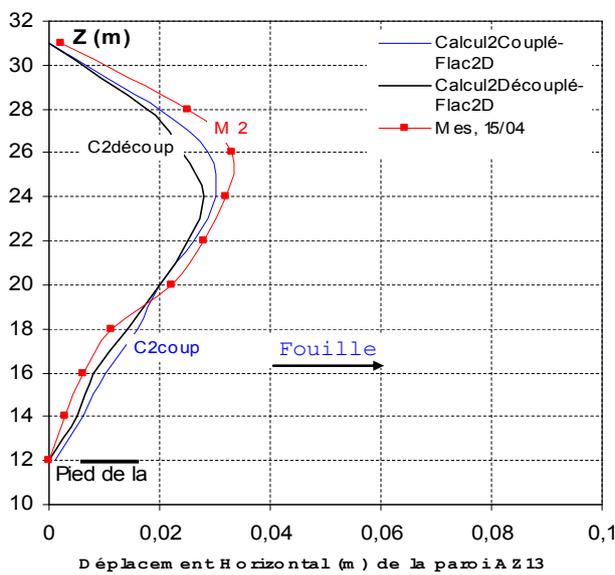


Figure VII. 50. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Excavation à sec.

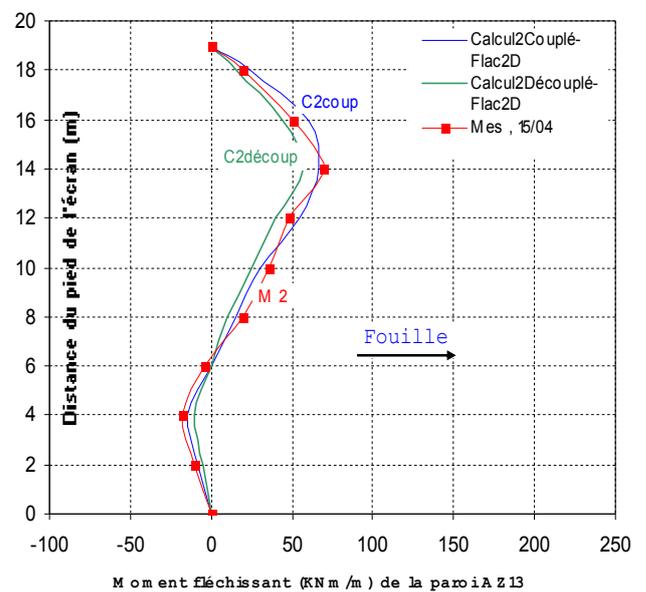


Figure VII. 51. Moment fléchissant dans le rideau AZ13 – Excavation à sec.

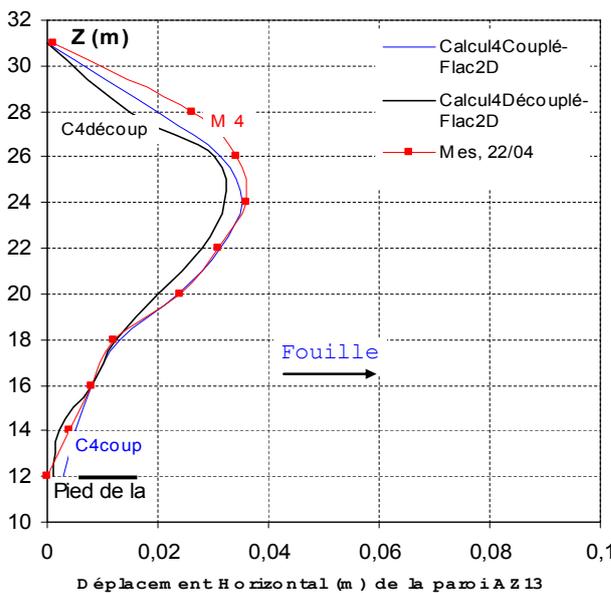


Figure VII. 52. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Excavation sous l'eau.

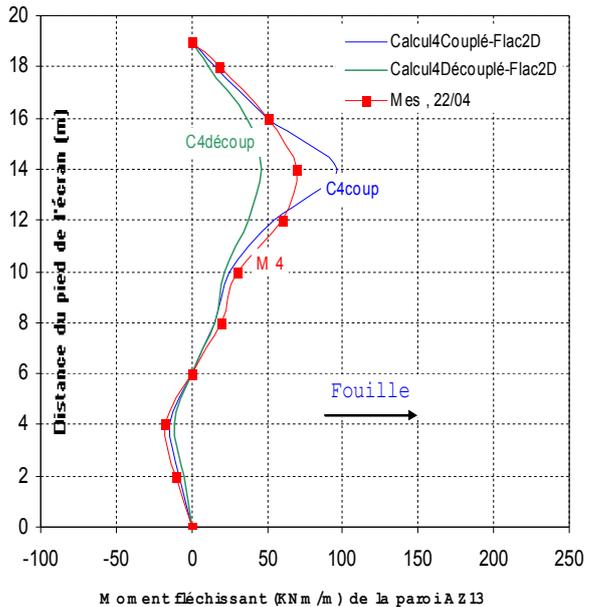


Figure VII. 53. Moment fléchissant dans le rideau AZ13 – Excavation sous l'eau.

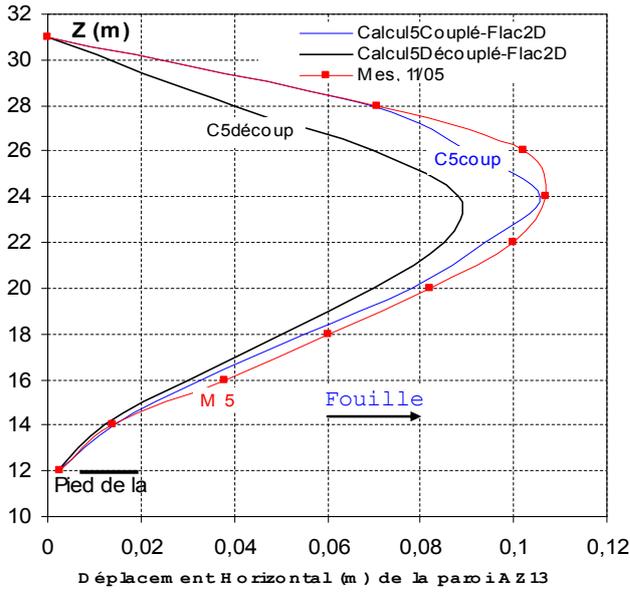


Figure VII. 54. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Rabattement de la nappe.

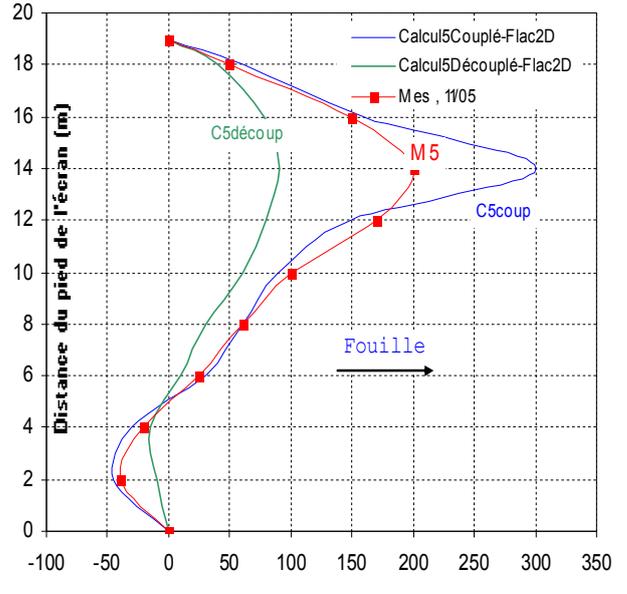


Figure VII. 55. Moment fléchissant dans le rideau AZ13 – Rabattement de la nappe.

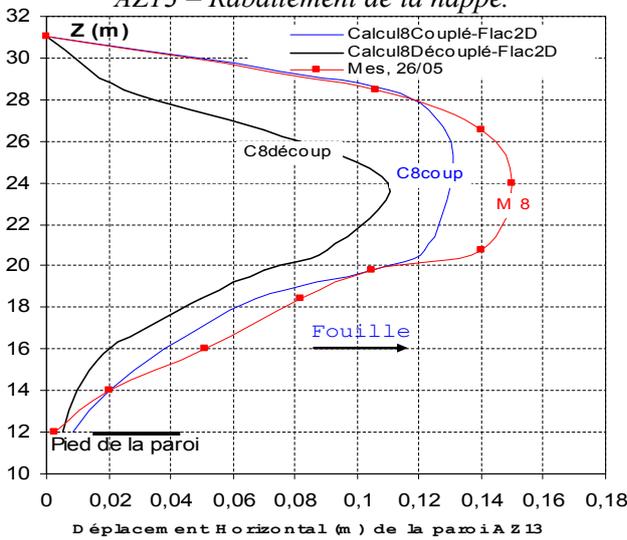


Figure VII. 56. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Surcharge derrière AZ13.

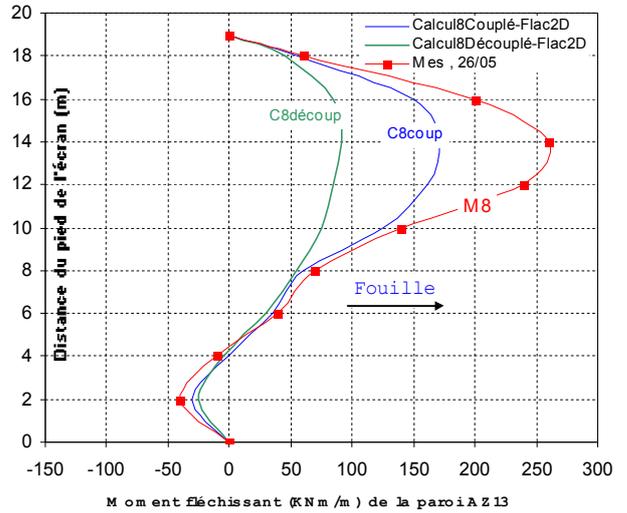


Figure VII. 57. Moment fléchissant dans le rideau AZ13 – Surcharge derrière AZ13.

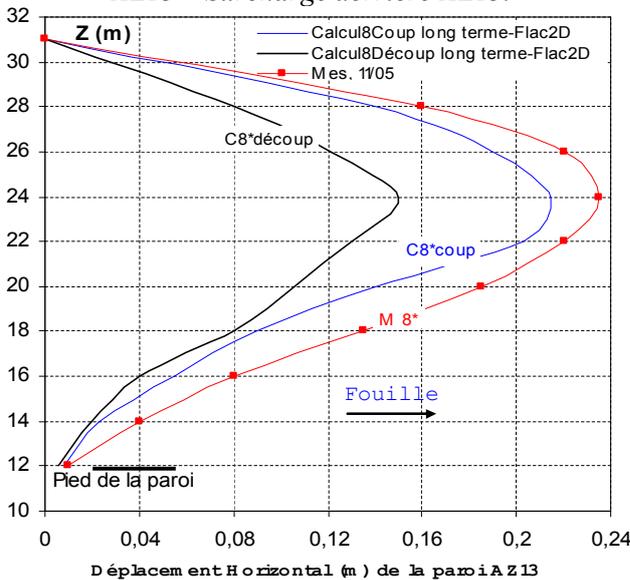


Figure VII. 58. Déplacements latéraux du rideau AZ13 – Rabattement de la nappe à long terme.

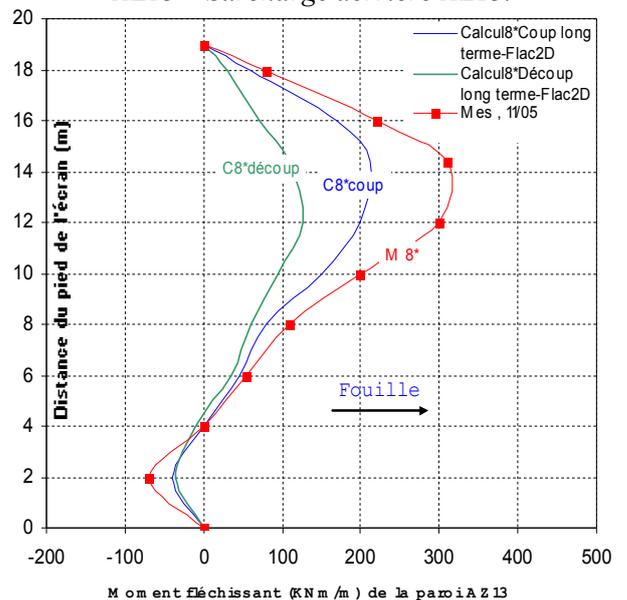


Figure VII. 59. Moment fléchissant dans le rideau AZ13 – Rabattement de la nappe à long terme.

VII.2.4.4 Synthèses

Des calculs simplifiés, à l'aide du mode hydromécanique découplée en négligeant l'effet de la variation de la pression hydraulique à court terme et en supposant un comportement non drainé dans le sol durant les travaux, s'avèrent *insuffisants* pour reproduire le comportement réel de l'ouvrage. Malgré des déplacements de la paroi proches des mesures pour les deux premières phases de travaux, la confrontation des résultats révèle les limites de cette approche. On voit donc la nécessité d'utiliser des calculs *couplés* complets pour modéliser le comportement de l'ouvrage durant différentes phases de construction associées à des mouvements de la nappe. En revanche, les calculs par Flac2D en mode *couplé* sont aussi bien proches aux mesures que les calculs en mode *découplé*, donc la prise en compte de l'effet de la pression interstitielle en parallèle de l'effet mécanique est très intéressant pour représenter le comportement réel de l'ouvrage malgré les temps de calculs plus importants que les calculs *découplés*.

VII.2.5 Conclusion

L'expérimentation de Rotterdam-Pernis fournit l'occasion de confronter la modélisation numérique par différences finies à des mesures sur ouvrage, au cours de travaux s'accompagnant de variation du niveau de la nappe.

La modélisation des différentes étapes de construction de cet ouvrage au moyen du code Flac2D en mode *couplé* et *découplé* en utilisant un modèle de comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb s'avère *satisfaisante* pour les différentes phases de réalisation concernant les *déplacements* des parois, les *moments de flexion*, les *pressions latérales de sol* et les *pressions hydrauliques*. Il est intéressant de noter que, même si les calculs ne sont pas réalisés dans le contexte du concours de prévision lancé par l'université Delft, les paramètres utilisés reflètent fidèlement les données de la compagnie d'investigation et permettent d'avoir des **bons** résultats.

Les résultats montrent que les mouvements de la nappe et l'évolution du problème dans le temps ont une influence primordiale sur les déplacements latéraux des parois. Une confrontation des résultats montre aussi que les calculs numériques couplés donnent des *meilleurs* résultats qu'un calcul simplifié avec des processus découplés. Malgré des résultats en accord avec les mesures pour les deux premières étapes de construction, les calculs simplifiés montrent vite leurs limites. Il est donc nécessaire de procéder à des calculs *couplés* pour simuler ce type de travaux, ou d'améliorer sensiblement la prise en compte de l'eau dans les calculs découplés. En revanche, le mode de calcul couplé prend plus de temps que les calculs découplés.

VII.3 MODELISATION COUPLEE DE LA MISE D'UN PANNEAU DE PAROI MOULEE

On s'intéresse ici à la construction d'un panneau de paroi moulée expérimental de section *rectangulaire* (2,8 de long et 0,8 de large) de 40 m de hauteur. Ce panneau exécuté dans des sols sédimentaires a fait l'objet d'une instrumentation réalisée par l'équipe géotechnique dirigée par NG C.W.W. à l'université des sciences et de la Technologie de Hong Kong en 1998. Le comportement du massif durant les phases d'excavation et de bétonnage a été observé, instrumenté et mesuré. Les pressions latérales mesurées juste après le bétonnage vérifient la théorie d'une pression bilinéaire proposée par Ling et al. (1994).

Dans cette partie du travail, on a réalisé des calculs numériques *couplés tridimensionnels* par la méthode des différences finies implantée dans le code Flac3D en comparaison aux éléments finis au moyen du module MSNL du code CESAR-LCPC (Nguyen, 2003) dans le but d'étudier comment il est possible de simuler le comportement de ce panneau de paroi moulée. Après une brève présentation du site de la construction et un rappel des caractéristiques des sols, on présente les hypothèses du calcul et les étapes de la modélisation, les résultats obtenus ainsi qu'une confrontation avec les mesures et comparaison avec le code CESAR-LCPC.

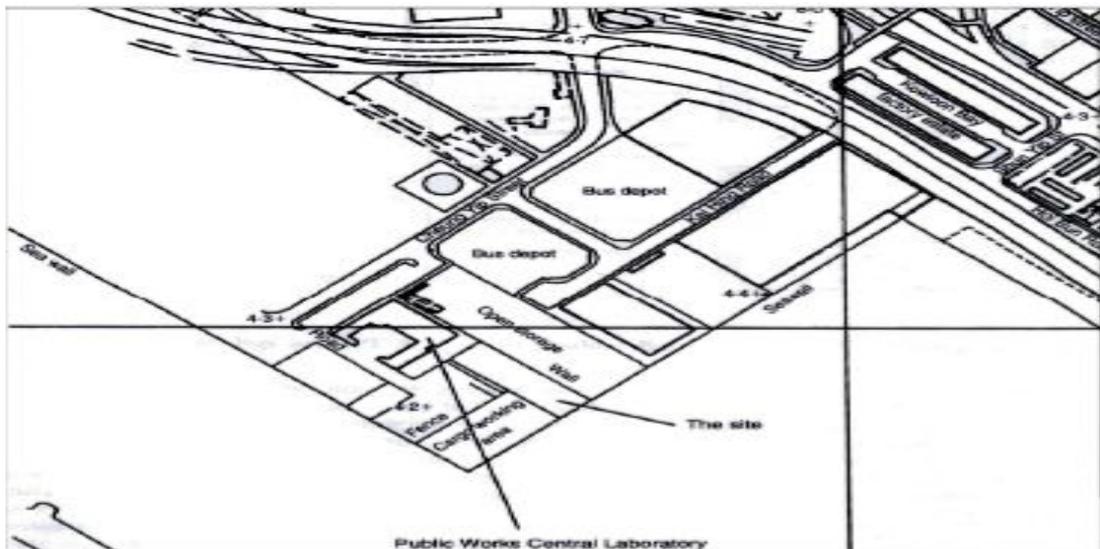


Figure VII. 60. Situation du site de l'expérimentation.

VII.3.1 Description du site et de l'ouvrage

VII.3.1.1 Site et conditions géotechniques

Le site se situe à Kowloon, région à l'extrémité de Hong Kong, à l'est de la piste de l'ancien aéroport international de Kai Tak. Il est entouré par le laboratoire central des travaux publics et la baie de Kowloon, comme le montre la Figure VII.60. Les figures VII.61 et VII.62 présentent respectivement la section verticale de l'excavation expérimentale et le plan d'instrumentation.

Le site est situé dans une bâtie gagnée sur la mer et la surface du sol est à 4,50 m environ au-dessus du niveau de la mer, considéré comme le niveau de référence (principal datum ou PD). Le niveau de la nappe est à 3 m environ au-dessous de la surface du terrain.

La lithologie du site se décompose en 4 couches de sols :

- une couche de matériaux de remblai d'environ 6 m d'épaisseur,
- une couche de dépôt marin d'environ 10 m d'épaisseur,
- une couche d'alluvions de l'âge Quaternaire, d'environ 12 m d'épaisseur,
- et enfin une couche de granite altéré 'environ 12 m d'épaisseur reposant sur des granites sains.

Les caractéristiques mécaniques du sol ont été évaluées principalement par des essais de pénétration standard (SPTs) et par l'interpolation des conditions géotechniques dans cette région de Kowloon. Elles sont rassemblées dans le Tableau VII.9, extrait du travail réalisé par Ng et al. (1998).

Tableau VII.9. Caractéristiques mécaniques des sols.

Couches de sol	Niv. Sup. (m) PD*	Niv. Inf. (m) PD*	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (degré)	G (MPa)
Matériau de remblai	+4,50	-1,50	18,0	0,0	28,0	12
Dépôt marin	-1,50	-11,50	18,0	0,0	28,0	12
Alluvions quaternaires	-11,50	-23,50	20,0	0,0	33,0	10-32
Granite altéré	-23,50	-35,50	20,0	0,0	39,0	>32
Granite sain	-35,50	inconnu	20,0	0,0	45,0	

*PD : Principal Datum – Niveau de la mer - Considéré comme le niveau de référence.

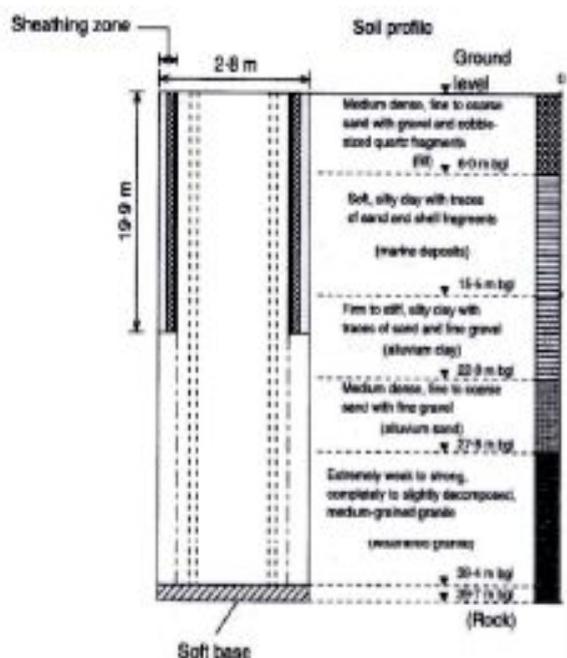


Figure VII. 61. Lithologie du site.

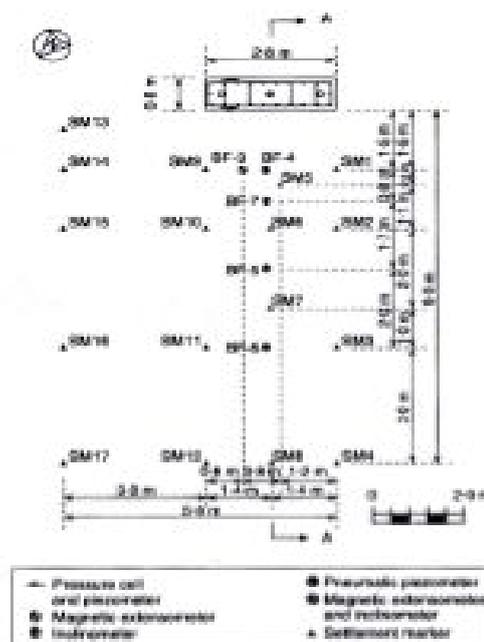


Figure VII.62. Plan d'instrumentation.

VII.3.1.2 Détail de la construction

L'excavation pour la réalisation du panneau de la paroi a été réalisée au moyen d'une benne à câble. La dimension de l'excavation est de 2,8*0,8 m en plan et de 39,7 m en profondeur. Durant la construction, la tranchée a été temporairement soutenue par de la bentonite ($\gamma_b = 10,8 \text{ kN/m}^3$). Après avoir atteint la profondeur prévue à 39,7 m environ, les cages d'armatures ont été installées dans la tranchée et le bétonnage a été réalisé avec une vitesse de 10,32 m/h (soit 23,12 m^3/h). Le béton frais a un poids volumique de 23,20 kN/m^3 . Pendant le bétonnage, la température moyenne dans la tranchée est de 27,6° C. la procédure de construction du panneau est identique à celle d'un panneau de paroi moulée typique.

VII.3.2 Modélisation tridimensionnelle avec Flac3D

On choisit d'utiliser un modèle *tridimensionnel* pour étudier le comportement du massif de sol adjacent. Le but de ces calculs est d'étudier l'effet de l'installation d'un panneau de la paroi en prenant en compte le phénomène de consolidation dans le massif.

La mise en place des écrans de soutènement fait généralement appel à une succession, d'opérations. Ainsi, la réalisation d'un panneau de paroi moulée comprend trois principales étapes : une phase d'excavation pendant laquelle le sol est soutenu par une boue de bentonite, une phase de bétonnage, durant laquelle le béton fluide se substitue à la boue et une phase de prise du béton.

En première approximation, si l'on néglige les phénomènes les plus complexes comme les transferts d'eau entre la boue et le terrain, puis entre le béton et le terrain, ou les déformations liées à la prise du béton, les techniques classiques de modélisation numérique par la méthode des éléments finis et différences finies permettent de simuler ces différentes phases de travaux. Ainsi, le creusement sous boue peut être simulé avec les mêmes moyens qu'une excavation classique, une pression hydrostatique correspondant à la pression de boue étant appliquée sur le bord de l'excavation (Ng et al., 1998).

La mise en place du béton liquide en substituant le champs de pressions appliquées par le béton liquide au champ des pressions appliquées par la boue (Ling et al., 1994 ; Gourvenec et al., 1999).

VII.3.2.1 Paramètres du modèle de calcul

Par symétrie, on a adopté un maillage qui représente le quart du panneau étudié. Le maillage est décomposé en 6 couches de sols et comporte 5 groupes d'éléments et comporte 3520 zones et 4347

nœuds. La Figure VII.63 montre le schéma du maillage utilisé.

Pour décrire le comportement du sol, on a utilisé le modèle élastoplastique de Mohr- Coulomb. Les modules élastiques dans les couches de sols sont déterminés à partir du module de cisaillement par la formule :

$$E = 2(1 + \nu)G$$

Le coefficient de Poisson a été pris égal à $\nu = 0,3$.

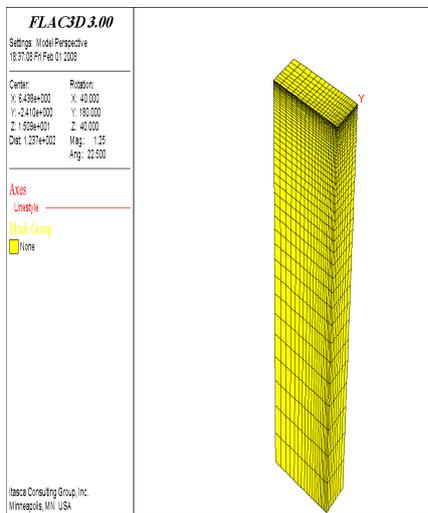


Figure VII.63. Maillage du modèle numérique Flac3D.

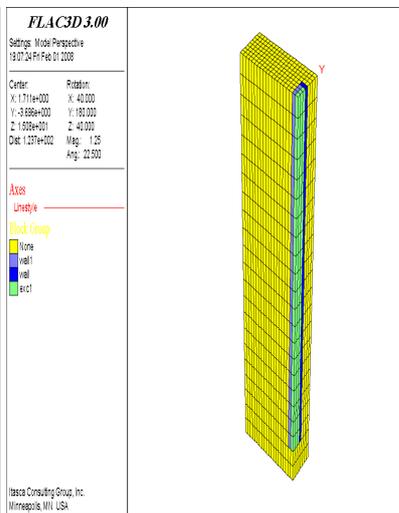


Figure VII.64. Maillage du modèle numérique avant excavation.

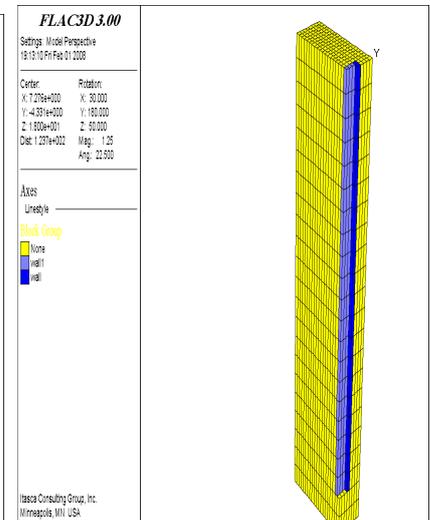


Figure VII. 65. Maillage du modèle numérique après excavation

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul et les paramètres du modèle sont présentés dans le Tableau VII.10.

Tableau VII.10. Caractéristiques des sols utilisées dans les calculs.

	Z (m)	γ (kN/m ³)	φ' (degré)	c' (kPa)	G (kPa)	K_o	E' (kPa)	ν
Remblais	6,0	18,0	28,0	0,0	11660	0,53	30300	0,3
Dépôt marin	15,0	18,0	28,0	0,0	11660	0,53	30300	0,3
Alluvions I	22,0	20,0	33,0	0,0	11660	0,46	30300	0,3
Alluvions II	27,8	20,0	33,0	0,0	32300	0,46	84060	0,3
Granite dégradé	39,7	20,0	39,0	0,0	108000	0,392	94860	0,3
Granite sain		20,0	45,0	0,0				

VII.3.2.2 Etapes de calcul

Les calculs ont été réalisés en trois étapes successives au moyen du code Flac3D :

- La première étape sert à initialiser les contraintes et les pressions dans le massif avant construction. Cet état initial est simulé à partir des poids volumiques des différentes couche de sol (présentés dans le Tableau VII.10) et du niveau supérieur de la nappe hydraulique à l'aide des commandes *Ini PP & Fix PP* et *Fix Sat*.
- La deuxième étape modélise l'excavation et l'effet de la pression de la bentonite dans la tranchée. Ce calcul se réalise en utilisant la commande *Model null* pour calculer les forces de déconfinement à partir de la lecture du fichier de résultats de l'étape de calcul précédente et de la commande *Apply nstress* pour simuler la pression de bentonite.
- Dans la troisième étape de calcul, on simule le bétonnage (mise en place du béton frais à la place de la bentonite soutenant la tranchée).

En se basant sur des observations expérimentales et des considérations théoriques, Ng (1992) et Lings (1994) ont proposé une théorie qu'ils appellent enveloppe bilinéaire de pression (*bilinear pressure envelope*) pour déterminer la pression à l'interface sol-paroi à l'issue du bétonnage des panneaux de la paroi moulée. Cette théorie est illustrée par la Figure VII.66 sous forme de diagramme de pression en fonction de la profondeur.

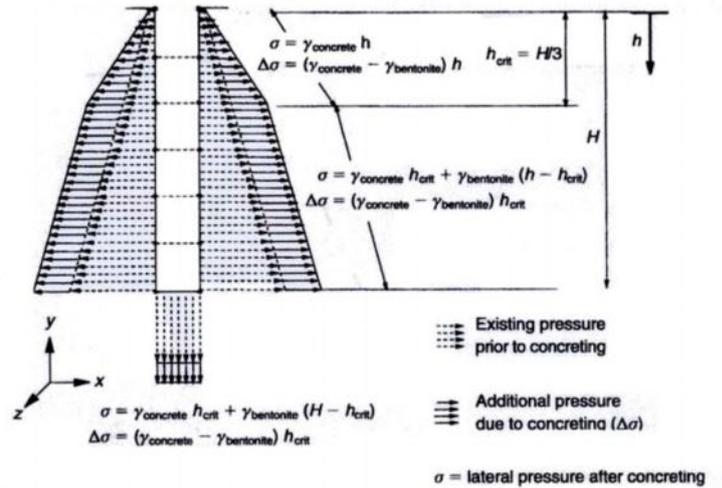


Figure VII. 66. Modélisation de la mise en place du béton frais (Ling et al., 1994).

L'équation théorique bilinéaire est la suivante :

$$\sigma_h = \begin{cases} \gamma_c z & z \leq h_c \\ (\gamma_c - \gamma_b) h_c + \gamma_b z & z > h_c \end{cases}$$

dans laquelle, σ_h , γ_b , γ_c sont respectivement la contrainte totale horizontale, le poids volumique de la bentonite et celui du béton. D'après Ng (Ng et al., 1999), la profondeur h_c , appelée la profondeur critique, est déterminée suivant le type de ciment utilisé, la vitesse et la température du bétonnage ainsi que la dimension de la tranchée. Suivant les instructions proposées dans le rapport CIRIA 108 (Clear et al., 1985), la hauteur critique proposée par Ng (Ng et al., 1999) pour le cas d'étude à Kowloon est de 6,03 mètres, ce qui est bien inférieur à la valeur donnée par la théorie de Lings ($h_c = H/3 = 13$ m). Dans le cadre des études réalisées par le LCPC, Duca (Duca, 2001 ; Delattre et Duca, 2002), dans l'étude de la paroi moulée sur le site de la trémie Pasteur à Rouen est arrivé à la même observation : la hauteur h_c observée est égale à 3,5 m au lieu de 5 m suivant Lings. Dans notre calcul numérique, la pression latérale à la profondeur h à l'issue du bétonnage est donc donnée par la formule : $p = \gamma_c h_c + \gamma_b (h - h_c)$, pour une profondeur h_c de 6,03 mètres.

VII.3.3 Résultats et confrontation aux mesures

VII.3.3.1 Contrainte totales horizontales dans le sol Flac3D

Les figures VII.71 et VII.73 montrent les *contraintes totales horizontales* à l'interface sol-paroi issues des résultats des calculs par Flac3D comparé avec résultats par CESAR-LCPC et les *pressions mesurées* sur place. Par rapport à l'état initial géostatique, l'excavation de la tranchée conduit à une diminution de la contrainte dans le sol (Figure VII.71). La confrontation aux mesures des pressions à l'interface sol-paroi s'avère satisfaisante. Le bétonnage de la paroi est ensuite simulé en remplaçant la pression de bentonite par la pression de béton fluide. Par rapport à l'état initial, ce champ de pression total s'avère plus grand. Ceci est conforme à la théorie de Lings et al. (1994). Les mesures montrent la profondeur h_c choisie est satisfaisante (Figure VII.73).

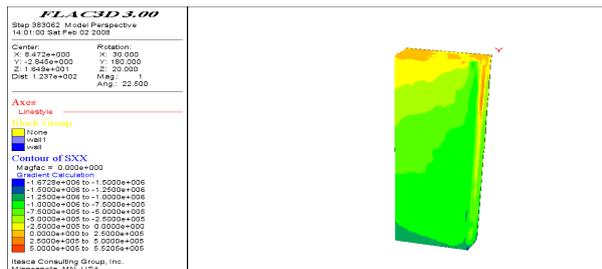


Figure VII. 67. Champ de contraintes horizontales dans l'état initial.

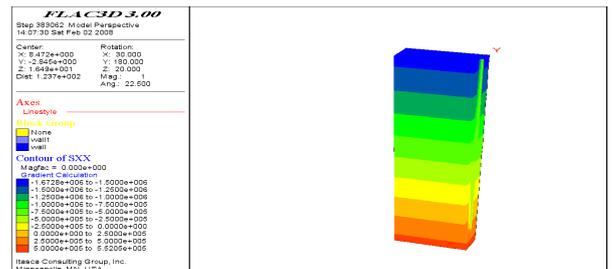


Figure VII. 68. Champ de pressions interstitielles dans l'état initial.

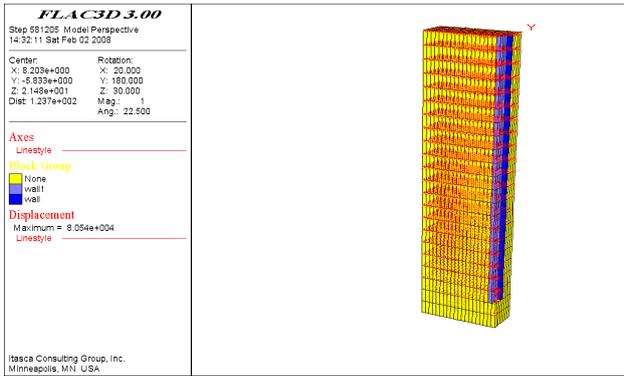


Figure VII. 69. Vecteurs de déplacements dans l'étape 2 (excavation et poids de la bentonite).

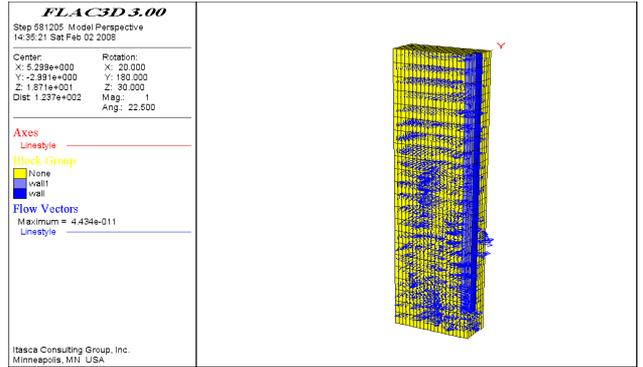


Figure VII. 70. Vecteurs d'écoulement dans l'étape 2 (excavation et poids de la bentonite).

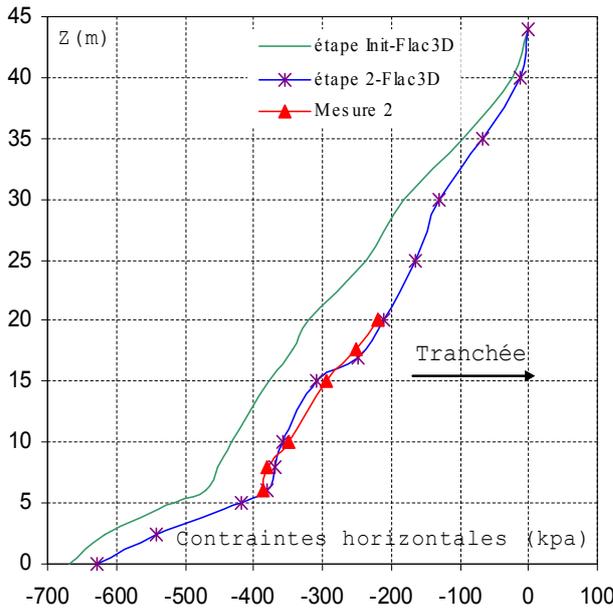


Figure VII. 71. Pressions Totales latérales sur le bord de la tranchée suivant la profondeur – après l'excavation. Flac3D

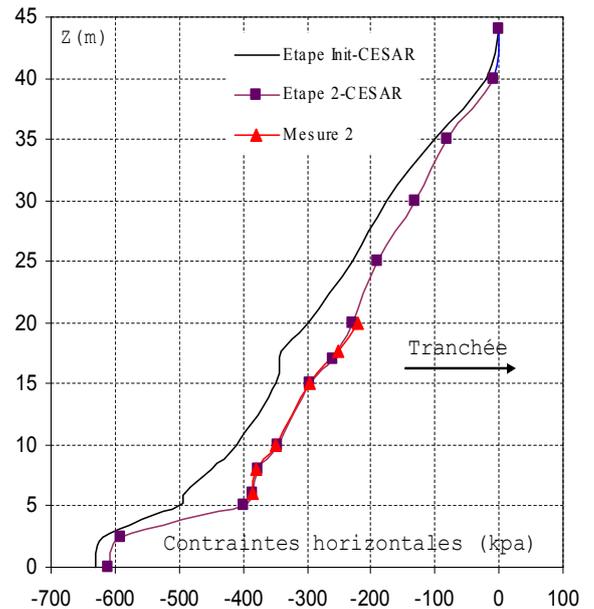


Figure VII.72. Pressions Totales latérales sur le bord de la tranchée suivant la profondeur – après l'excavation. CESAR-LCPC.

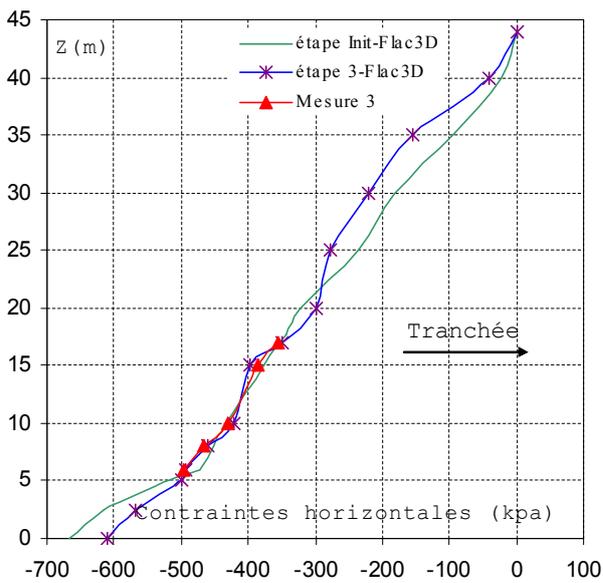


Figure VII. 73. Pressions Totales latérales sur le bord de la tranchée suivant la profondeur – après le bétonnage. Flac3D.

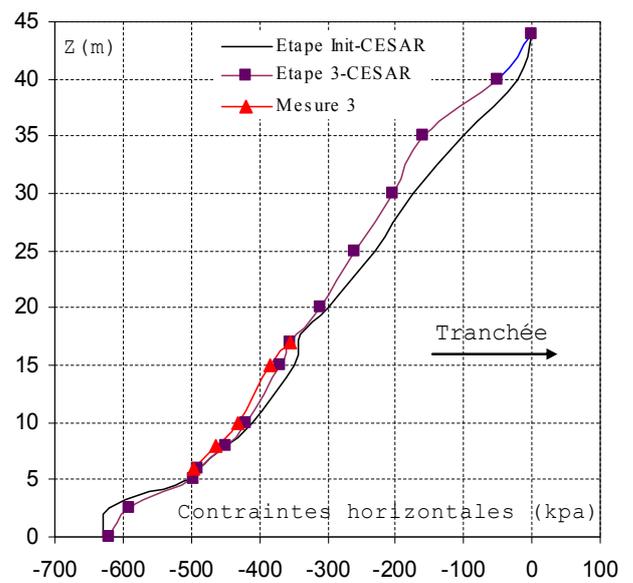


Figure VII. 74. Pressions Totales latérales sur le bord de la tranchée suivant la profondeur – après le bétonnage. CESAR-LCPC.

VII.3.3.2 Déplacements latéraux dans le sol

Les figures VII.75 et VII.76 comparent les résultats des calculs avec les mesures en termes de *déplacement latéral* après l'excavation et le bétonnage à 2,30 m du volume du panneau de paroi moulée. On constate que les résultats du code Flac3D sont proches dans la globalité aux mesures que les résultats du logiciel CESAR-LCPC (Nguyen, 2003).

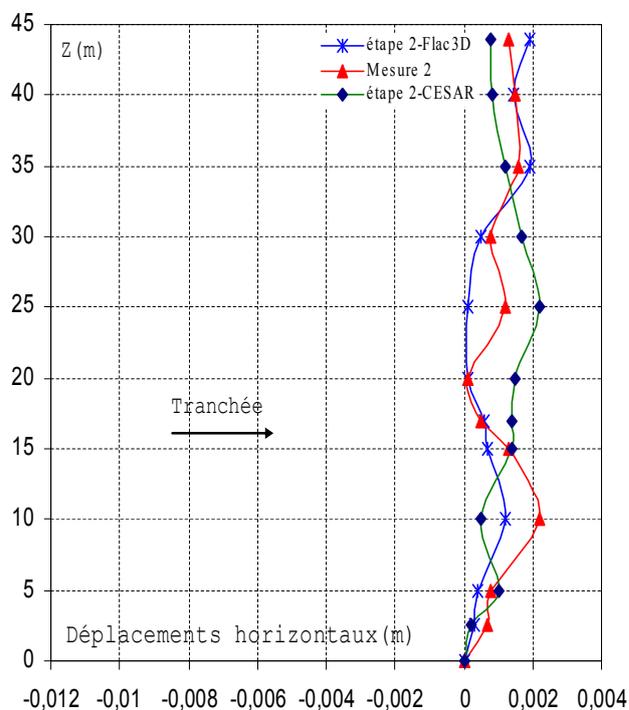


Figure VII.75. Déplacements latéraux à 2.3 m de la tranchée après l'excavation – Comparaison aux mesures. Flac3D et CESAR-LCPC.

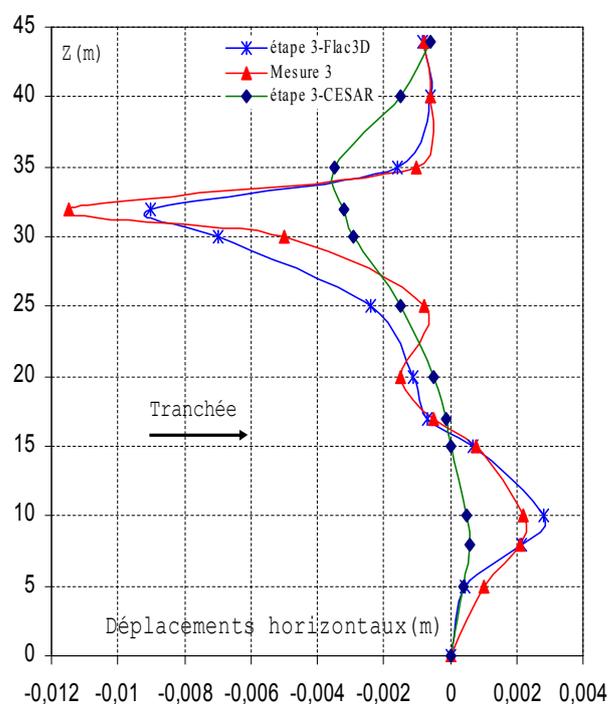


Figure VII.76. Déplacements latéraux à 2.3 m de la tranchée après le bétonnage – Comparaison aux mesures. Flac3D et CESAR-LCPC.

Après l'excavation de la tranchée, le sol se déplace vers la tranchée. Les calculs donnent l'ordre de grandeur des déplacements dans le sol (Figure VII.75). Dans l'étape suivante, la bentonite dans la tranchée est remplacée par le béton frais. Les *déplacements* du sol changent de signe et se dirigent vers le massif. On constate que la cinématique des déplacements *calculés* correspond qualitativement à celles *mesurées*.

VII.3.4 Synthèses et perspectives

En se basant sur la théorie de la pression bilinéaire, on a étudié le comportement du sol autour d'un panneau de paroi moulée durant sa construction. Les résultats des calculs permettent d'avoir une idée grossière de la cinématique et de l'ordre de grandeur des déplacements. Un des paramètres importants est la *hauteur critique* de l'enveloppe de pression due à la mise en place du béton frais.

Enfin, les calculs montrent aussi que le mode en calcul couplé par Flac3D nécessite plusieurs pas du temps pour arriver à l'équilibre vu le nombre de zone important.

Il faut noter que la différence des *contraintes totales* entre la situation après le bétonnage et la situation initiale est relativement faible, considérant par ailleurs la précision en général faible que l'on a sur la valeur initiale de K_0 . Ceci peut justifier les calculs d'excavation dans lesquels on néglige la perturbation du champ de contraintes due à la construction du panneau.

VII.4 VALIDATION SUR UN OUVRAGE RÉEL INSTRUMENTÉ : MODÉLISATION DU RIDEAU DE PALPLANCHES EXPÉRIMENTAL DE HOCHSTETTEN

VII.4.1 Introduction

De nombreux écrans de soutènement sont réalisés en milieu urbain, dans un contexte où l'impact sur le bâti environnant (tant en surface que dans le sous-sol) doit être pris en compte avec beaucoup de circonspection. Devant la complexité des infrastructures urbaines, les donneurs d'ordre préconisent de plus en plus fréquemment leur dimensionnement vis-à-vis de conditions en déplacements. Cela s'accompagne souvent d'un facteur de sécurité élevé, qui accroît sensiblement le coût final de l'ouvrage. Face à cette problématique, il est souhaitable de disposer de moyens de calcul permettant d'estimer correctement les déplacements des ouvrages géotechniques. Concernant le comportement des écrans de soutènement, on pourra notamment se reporter aux travaux de Delattre (1999) qui dressent un éventail très complet des connaissances actuelles, tant sur le comportement réel des ouvrages que sur la modélisation de ce comportement.

Pour discuter l'apport potentiel d'un modèle comme celui de Mohr Coulomb en comparaison avec le modèle Fahey et Carter pour le calcul en déplacement des soutènements, nous nous sommes appuyés sur l'expérience en vraie grandeur réalisée en 1993 par l'université de Karlsruhe. Elle a comporté le chargement d'un rideau de palplanches installé par vibrofonçage dans un massif de sol limité par deux murs latéraux (voir Figure VII.77). L'expérimentation a comporté diverses phases de chargement : excavation, butonnage, reprise de l'excavation, chargement en surface et réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état limite. L'essai a été bien instrumenté avec des mesures de la déformée du rideau, des forces dans les butons, des tassements en surface et de la pression appliquée sur le rideau. Une campagne d'essais in situ et en laboratoire a été menée pour la caractérisation du sol.



Figure VII.77. Vue d'ensemble de l'expérience en vraie grandeur (von Wolffersdorff, 1997).

Cette expérimentation en vraie grandeur a fait l'objet d'un concours de prévisions en 1994, pour lequel 18 prévisions ont été réalisées avec la méthode des *éléments finis* et 23 avec la méthode de calcul aux *coefficients de réaction*. Un dossier géotechnique très complet a été envoyé aux personnes désireuses de réaliser des prévisions (von Wolffersdorff, 1994a). Il comprenait une description détaillée du site, les conditions d'exécution de l'ouvrage, les caractéristiques de l'ouvrage, les caractéristiques des palplanches, les résultats des essais de sol in situ et en laboratoire, une description précise de l'instrumentation et de l'interprétation des mesures, etc. Parmi les nombreux participants, on pourra notamment se référer à Shahrour et al. (1995), Arafati (1996) et Mestat et Arafati (1998) pour des modélisations par éléments finis et à Josseume et al. (1997) pour une prévision par la méthode des coefficients de réaction.

Cet ouvrage instrumenté permet d'examiner les effets d'une élasticité non linéaire sur la modélisation des excavations. Dans la suite, nous présentons les résultats de simulations réalisées avec le modèle de Mohr Coulomb en comparaison avec le modèle Fahey et Carter (Coquillay, 2005). La démarche est semblable à celle des conditions du concours : détermination des paramètres à partir des données géotechniques, modélisation des différentes phases de l'expérience et confrontation avec les mesures.

VII.4.2 Présentation de l'ouvrage

VII.4.2.1 Géométrie

L'expérimentation concerne un rideau de palplanches de type « KRUPP KD VI » de 7 m de longueur, installé par vibrofonçage jusqu'à 6 m de profondeur dans un massif de sol sableux non saturé et soutenu par un niveau de butons (von Wolffersdorff, 1994a). Ce rideau expérimental 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. Trois butons espacés de 2,4 m sont répartis sur la longueur de l'ouvrage. 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 second rideau ont été choisies de manière à ce qu'il ne subisse aucun déplacement appréciable au cours de l'expérimentation. La nappe phréatique est située à la profondeur de 5,5 m. Les figures VII.78 et VII.79 présentent un profil transversal et une vue en plan de l'expérience.

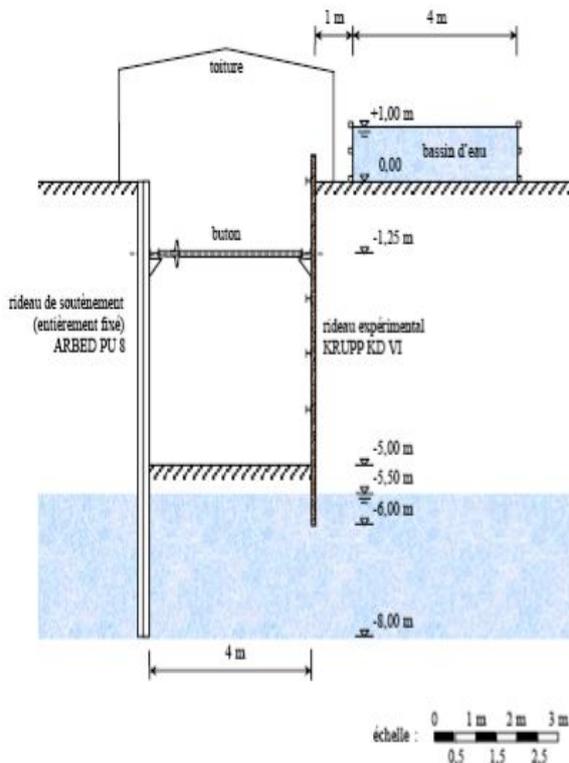


Figure VII.78. Plan de l'expérimentation : profil transversal (von Wolffersdorff, 1994a).

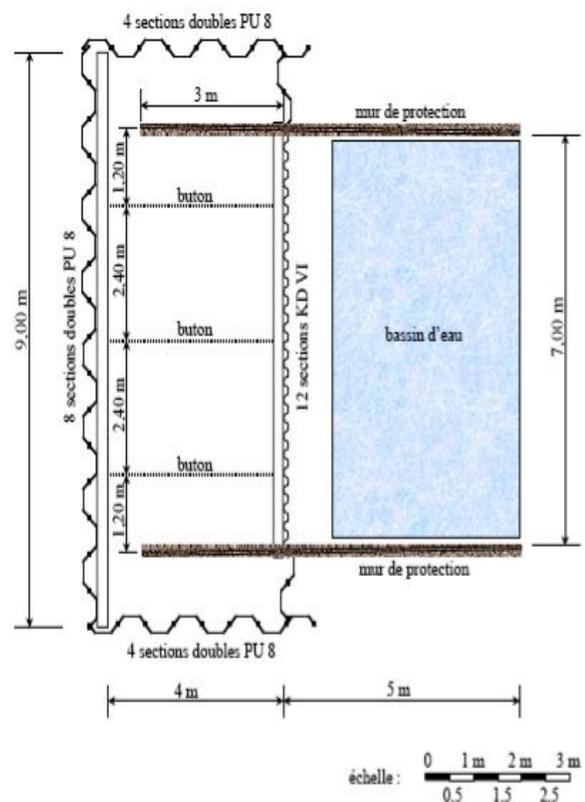


Figure VII.79. Plan de l'expérimentation : vue en plan (von Wolffersdorff, 1994a).

VII.4.2.2 Phasage de construction

L'exécution de l'expérience a comporté les étapes suivantes :

- étape 0 : installation des rideaux de palplanches par vibrofonçage ;
- étape 1 : excavation du sol situé devant le rideau jusqu'à une profondeur de 1 m ;
- étape 2 : reprise de l'excavation jusqu'à 1,75 m de profondeur ;

- étape 3 : 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 bouton, soit approximativement 4,5 kN par mètre linéaire de longueur de rideau ;
- étape 4 : reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 3 m ;
- étape 5 : reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 4 m ;
- étape 6 : reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5 m ;
- étape 7 : application d'une surcharge de 10 kPa en 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 8 : diminution de l'effort de précontrainte dans les butons jusqu'à l'état limite du massif de sol. L'état limite est considéré comme atteint quand la force dans les butons devient approximativement constante.

VII.4.2.3 Instrumentation

Les figures VII.80 et VII.81 montrent l'instrumentation du rideau et du massif de sol. Deux sections ont été instrumentées par des cellules pneumatiques « Glötlz » pour la mesure de la pression exercée par le sol et par des jauges DMS pour la mesure des flexions induites dans le rideau. Des inclinomètres ont été installés dans trois sections pour le suivi de la déformée du rideau et pour la mesure du déplacement latéral du sol à 80 cm derrière le rideau. La déformée du rideau a également été suivie par des mesures géodésiques. Des niveaux ont été utilisés pour la mesure du tassement derrière le mur. Les forces dans les butons ont été mesurées à l'aide des jauges de déformation DMS ; des courbes d'étalonnage ont été établies pour la mesure de ces forces avant l'expérimentation.

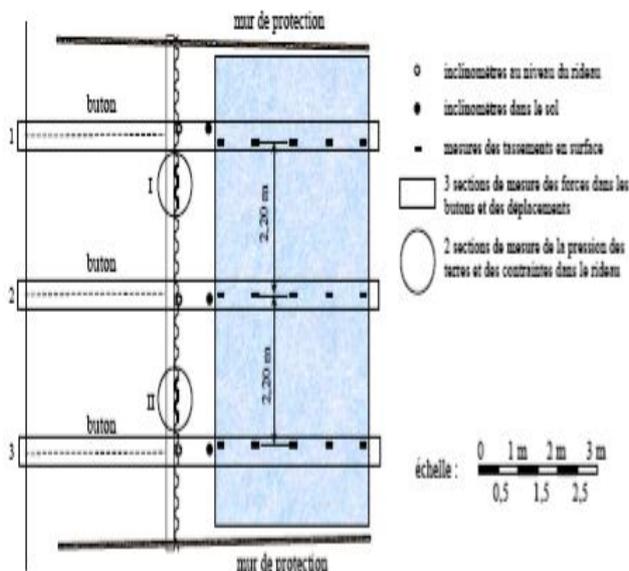


Figure VII.80. Plan de l'instrumentation : vue en plan (von Wolffersdorff, 1994a).

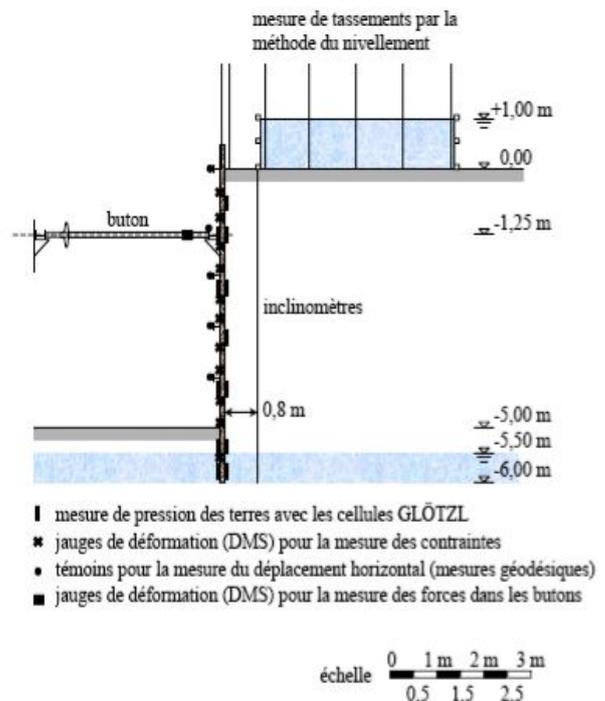


Figure VII.81. Plan de l'instrumentation : profil transversal (von Wolffersdorff, 1994a).

Compte tenu de la grande quantité des mesures enregistrées et de leurs dispersions, seules les valeurs moyennes des mesures acceptables ont été utilisées pour analyser le comportement du rideau et pour tester les modèles numériques. Les mesures des pressions appliquées sur les deux faces du rideau, du moment fléchissant, de la déformée, de la force dans les butons et du tassement derrière le rideau pour toutes les phases de chargement sont données par (von Wolffersdorff, 1994b).

À partir de l'étape 5 une correction a été appliquée sur les valeurs brutes des déplacements horizontaux de la paroi (voir Tableau VII.11) : les déplacements corrigés sont comptés à partir de la déformée du rideau après mise en précontrainte des butons, prise comme origine. Ce choix est motivé par le fait que des fissures d'environ 5 mm de large se sont ouvertes entre le sol et le rideau au cours des premières phases de l'expérience avant la mise en place des butons (von Wolffersdorf, 1994a). Après la mise en place du lit de butons, le contact entre le sol et le rideau est rétabli.

Tableau VII.11. Mesures corrigées du déplacement latéral (von Wolffersdorf, 1994b).

	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6	Etape 7	Etape 8
Profondeur [m]	Déplacement latéral [mm]							
0,00	2,45	7,75	8,25	7,55	-1,64	-1,28	-2,14	22,35
0,10	2,30	7,46	7,90	7,26	-1,50	-1,20	-1,97	22,15
1,10	1,57	5,95	6,18	5,65	-0,90	-0,79	-1,23	21,20
0,60	0,95	4,33	4,37	4,18	-0,25	-0,25	-0,31	20,39
1,60	0,34	2,61	2,65	2,85	0,60	0,58	0,72	17,94
2,10	0,05	1,25	1,21	1,90	1,35	1,72	2,04	19,24
2,60	-0,17	0,31	0,32	1,14	1,83	2,62	3,36	15,99
3,10	-0,17	0,05	0,04	0,62	1,67	2,95	3,07	13,32
3,60	-0,17	-0,05	-0,04	0,00	1,16	2,71	3,15	6,50
4,10	-0,17	0,05	0,00	0,19	0,45	2,14	2,43	10,02
4,60	0,11	-0,10	0,09	0,14	0,10	1,42	1,57	3,59
5,10	0,11	0,05	0,09	0,09	0,00	0,56	0,69	1,22
5,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

VII.4.3 Propriétés physiques du sable de Karlsruhe

Le site de Hochstetten a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance de sol très complète (von Wolffersdorf, 1994a). Trois sondages de 10 m de profondeur ont permis de caractériser le sol comme un sable fin à moyen avec des passages de sable graveleux. Par ailleurs, l'analyse d'échantillons prélevés entre 1 et 4 m indique un indice de densité de 58,4 %, ce qui le classe parmi les sables moyennement denses. Les principales caractéristiques du sol identifiées sur ces échantillons sont :

- poids volumique du sol non saturé (au-dessus de la nappe) = 16,5 kN/m³ ;
- poids volumique du sol sec = 15,7 kN/m³ ;
- teneur en eau naturelle = 5,1 % ;
- poids volumique du sol saturé = 19,8 kN/m³.

Quatre essais pressiométriques ont révélé la présence de trois couches différentes dont les caractéristiques pressiométriques sont présentées dans le Tableau VII.12.

Tableau VII.12. Caractéristiques pressiométriques du sol de Hochstetten.

Cote (m)	Type de sol	E _M (MPa)	p _i (MPa)
0-2,3	Sable fin très légèrement limoneux	4,4-11,4	0,4-0,6
2,3-4	Sable fin très légèrement limoneux avec quelques graviers	6,3-14	0,9-1,1
4-6	Grave très sableuse	13,6-18,9	1,7-2,3
> 6		4,5-11,1	1-1,4

Les valeurs de la pression limite confirment les résultats des analyses effectuées sur les échantillons prélevés : la pression limite de la première couche (0,4-0,6 MPa) indique un sable argileux ou limoneux, les pressions limites des couches inférieures (0,9-2,3 MPa) indiquent la présence d'un sable moyennement compact.

Une série d'essais en laboratoire, comprenant trois essais œdométriques, trois essais à la boîte de cisaillement, un essai de compression triaxiale isotrope et six essais de compression triaxiale drainée, a été réalisée sur des échantillons remaniés (Coquillay, 2005). Les éprouvettes ont été préparées à la densité et à la teneur en eau du sol naturel. Compte tenu de la non saturation du sol au-dessus de la nappe, deux essais de cohésion capillaire ont été réalisés (Coquillay, 2005).

Deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement-rechargement ont été effectués. Ils ont donné des modules de 32,5 et 22,9 MPa en chargement et 50,87 et 35,36 MPa en déchargement, avec un rapport de 1,6 entre les modules en chargement et en déchargement. Les essais de plaque sont exploités intégralement dans la modélisation avec le modèle Fahey et Carter.

VII.4.4 Détermination des paramètres du modèle de Fahey et Carter

VII.4.4.1 Essais

Disposant d'une reconnaissance de sol riche et diversifiée sur le site de Hochstetten, Coquillay, 2005 a pu comparer les paramètres obtenus pour le modèle de Fahey et Carter à partir de différents essais pour obtenir un jeu de paramètres représentatif du sol d'Hochstetten qui sont utilisés ses simulations numériques du code CESAR-LCPC.

- 1- Essais de cohésion capillaire
- 2- Essais à la boîte de cisaillement
- 3- Essais triaxiaux
- 4- Essais de plaque

VII.4.4.2 Récapitulation des paramètres obtenus

Les paramètres issus des essais de laboratoire sont valables pour la couche de sol comprise entre 1 et 4 m (les informations dont on dispose pour les couches inférieures proviennent des carottages et des essais in situ). Cependant, étant la seule couche de sol pour laquelle on disposait d'autant d'informations, on a adopté ces paramètres sur l'ensemble du massif. Une exception a toutefois été faite pour la cohésion, qui a été choisie nulle dans la couche de sol saturée (sous la nappe). Coquillay, 2005, a pris en compte deux jeux de paramètres, l'un basé essentiellement sur les essais triaxiaux et l'autre tenant compte des informations fournies par les essais de plaque. Le Tableau VII.13 récapitule ces données. Concernant le second jeu de paramètres, il a fait la moyenne des valeurs de f et C obtenues par calage sur les deux essais de plaque et il a conservé les valeurs des paramètres ν_0 , g , c , φ et ψ .

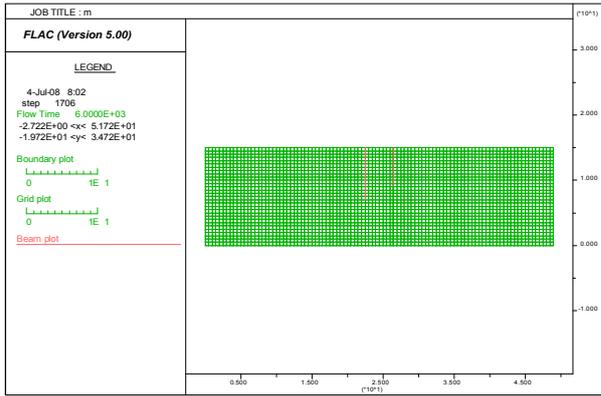
Tableau VII.13. Jeux de paramètres du modèle de Fahey et Carter pour la modélisation du rideau de palplanches. (Coquillay, 2005).

Jeu de paramètres	ν_0	f	g	C	C (kPa)	φ (degré)	ψ (degré)
Essais triaxiaux	0,1	0,74	1,3	190	40,6	11,5	11,5
Essais triaxiaux + essais de plaque	0,1	0,35	1,3	340	3,5	40,6	11,5

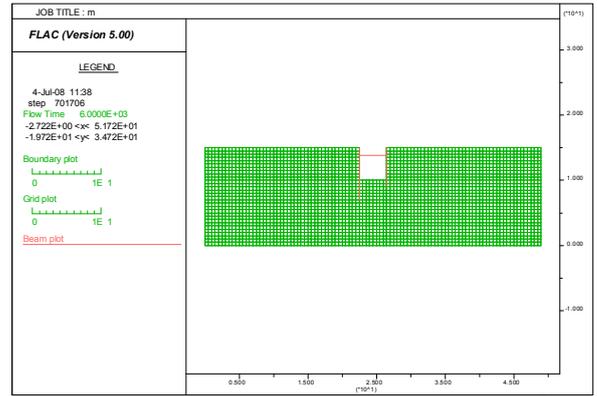
VII.4.5 Modélisation par différences finies

VII.4.5.1 Maillage

Etant donné l'étendue de l'excavation, nous avons choisi de modéliser l'ouvrage en déformations planes. Nous avons représenté les deux rideaux (le rideau expérimental et le rideau de réaction) par les éléments poutre. Le maillage a une extension horizontale de 50 m et verticale de 15 m. Il comprend 3000 (100*30) éléments et 03 éléments de poutre et 3007 nœuds. Le massif de sol est modélisé avec des éléments quadrilatères à huit nœuds. Les rideaux de palplanches sont modélisés avec des éléments poutre. Le maillage utilisé est représenté sur la Figure VII.82. Pour le buton on a utilisé aussi des éléments de poutre.



(a)



(b)

Figure VII.82. Maillage du modèle Flac2D. (a) Avant installation des butons, (b) Après installation des butons.

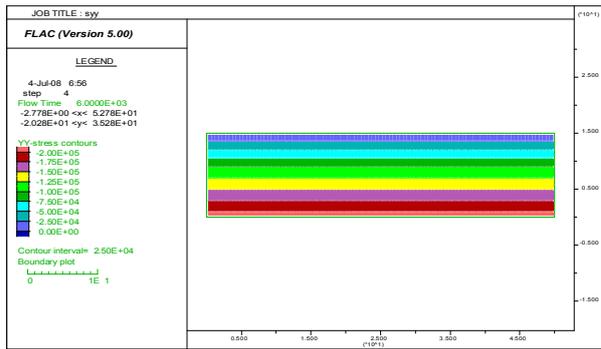


Figure VII.83. Champ de contraintes totales verticales dans le maillage à l'étape initiale.

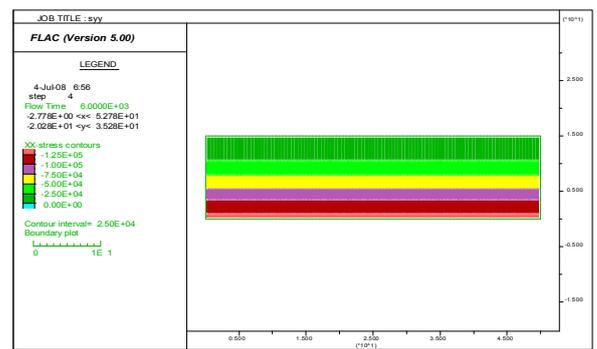


Figure VII.84. Champ de contraintes totales horizontales dans le maillage à l'étape initiale.

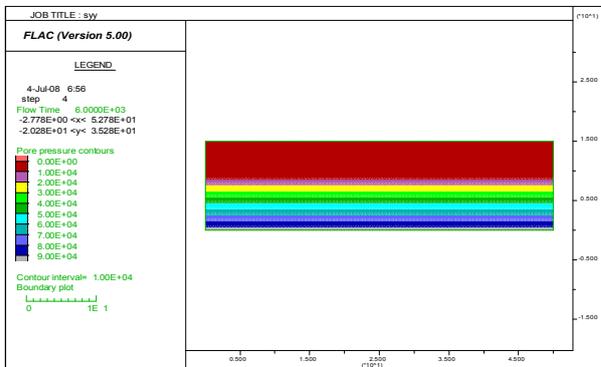


Figure VII.85. Champ de pressions interstitielles dans le maillage à la l'étape initiale.

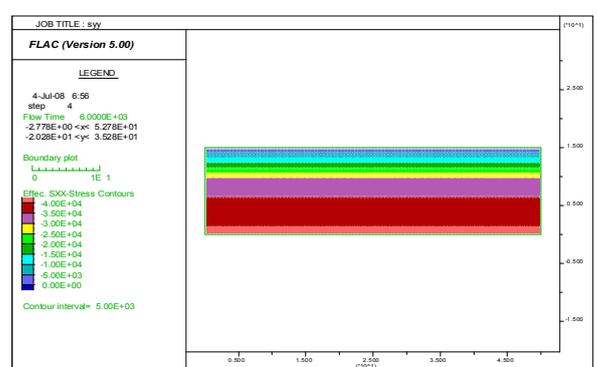


Figure VII.86. Champ de contraintes effectives horizontales dans le maillage à l'étape initiale.

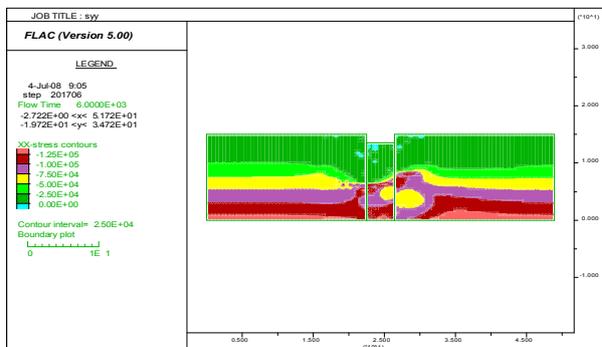


Figure VII.87. Champ de contraintes totales horizontales dans le maillage à l'étape 2.

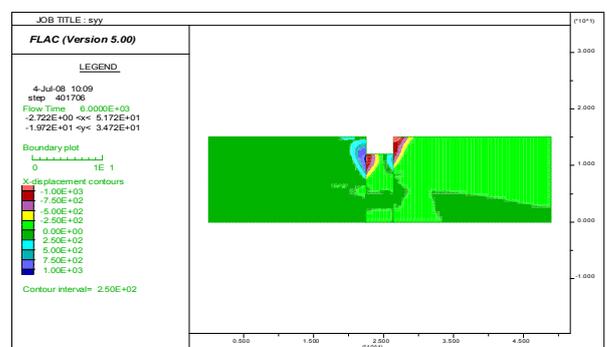


Figure VII.88. Champ de déplacements horizontaux dans le maillage causés par la 4^{ème} étape d'excavation.

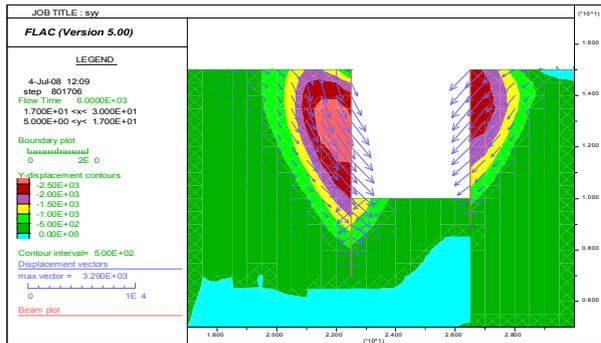


Figure VII.89. Champ et vecteurs de déplacements verticaux dans le maillage causés par la 8^{ème} étape excavation.

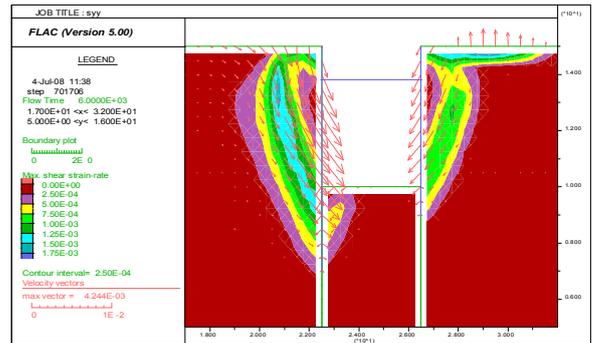


Figure VII.90. Tracé de la Surface de rupture pour l'étape 8 ; surface de rupture définie par le champ de déformation de cisaillement et vecteurs de vitesse.

VII.4.5.2 Comportement des matériaux

VII.4.5.2.1 Comportement des rideaux

Pour le comportement des rideaux de palplanches, on utilise une loi élastique linéaire isotrope, avec un module d'élasticité de 210 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0,3.

Les paramètres des *éléments de massif* représentant les *rideaux* dans la modélisation bidimensionnelle du code CESAR-LCPC sont choisis de manière à conserver la rigidité en flexion (EI) et la rigidité axiale (EA) du rideau. Cette conservation se traduit par les deux équations suivantes :

$$E_r I_r = E_{eq} \frac{t_{eq}}{12} \quad (\text{VII.1})$$

$$E_r A_r = E_{eq} t_{eq} \quad (\text{VII.2})$$

où E est le module d'élasticité, I le moment d'inertie, A la section et t l'épaisseur. L'indice « r » se réfère aux propriétés réelles du matériau tandis que l'indice « eq » aux propriétés équivalentes des éléments quadrilatères utilisés pour représenter les rideaux de palplanches. Les caractéristiques concernant les deux rideaux sont données dans le Tableau VII.14.

Tableau VII.14. Paramètre des rideaux de palplanches.

Type de rideau	E_r (MPa)	I_r (cm ⁴)	A_r (cm ²)	E_{eq} (MPa)	t_{eq} (cm)
KRUPP KD VI	210 000	968	106	24 400	10
ARBED PU 8	210 000	11 610	116	6 800	35

On utilise dans notre modèle Flac2D les éléments poutres pour modéliser les rideaux de palplanche.

VII.4.5.2.2 Comportement de l'interface

L'interface entre les rideaux de palplanches et le sol est modélisée par des éléments d'interface. Leur comportement est représenté par un critère de plasticité de Mohr-Coulomb « orienté », de caractéristiques $c = 0$ kPa, $\varphi = 20$ degrés et $\psi = 0$ degré. Ce critère permet de donner au massif continu une direction de déformation plastique simulant le cisaillement des discontinuités.

VII.4.5.2.3 Comportement des butons

Les butons sont des KRUPP Gi-SV-380. Dans la modélisation bidimensionnelle, le bouton est caractérisé par un module d'Young égal à 210 000 MPa et une section de 0,02 m² (tenant compte de l'espacement entre les butons).

VII.4.5.3 Conditions aux limites

Le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage. La base du maillage est maintenue fixe tant horizontalement que verticalement.

VII.4.5.4 Initialisation des contraintes

La distinction entre la zone saturée et la zone non saturée se fait au moment de l'initialisation des contraintes : on tient compte de la nappe en utilisant le poids volumique déjaugé du sol. Le poids volumique du sol utilisé pour initialiser les contraintes est donc de $16,5 \text{ kN/m}^3$ pour la couche de sol hors nappe ($0 < z < 5,50 \text{ m}$) et de $9,8 \text{ kN/m}^3$ pour la zone saturée ($z > 5,50 \text{ m}$).

L'état de contrainte initial est de type géostatique. Les contraintes verticales sont dues au poids des terrains et les contraintes horizontales effectives sont proportionnelles aux contraintes verticales effectives. Le coefficient de proportionnalité, ou coefficient de pression des terres au repos, est calculé à l'aide de la formule de Jaky (1944) : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,35$.

VII.4.5.5 Chargement

Le calcul simule les différentes étapes d'exécution décrites dans la section **VII.4.2.2**. Pour les étapes 1, 2, 4, 5 et 6, l'excavation est simulée en appliquant des forces de déconfinement sur le contour (*Model null*). Le préchargement du buton est modélisé pendant la troisième phase, par une force nodale (*load*) de 4,5 kN appliquée aux deux extrémités de l'élément poutre représentant le buton à la profondeur de 1,25 m (le buton n'est activé qu'à la phase suivante). Le chargement appliqué en surface à l'étape 7 est modélisé par une pression uniformément répartie de 10 kPa, sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau expérimental. Enfin, le déchargement du buton est modélisé par la désactivation de l'élément de poutre et l'application d'une force nodale équivalente à la force calculée à la phase précédente dans le buton mais dans la direction opposée. À ce stade, nous avons ramené l'effort dans les butons à la valeur mesurée lors de l'expérimentation, à savoir 4,22 kN. Pour cette phase, on ne s'est donc pas placé dans les conditions du concours, ce qui ne nous a pas permis d'estimer par le calcul l'effort dans les butons à l'état limite.

VII.4.5.6 Comparaison avec un modèle élastique linéaire-parfaitement plastique

Arafati (1996) et Mestat et Arafati (1998) ont effectué une simulation numérique de l'expérience de Hochstetten à l'aide de lois de comportement élastoplastiques avec une élasticité linéaire. Ils ont utilisé une élasticité linéaire de Hooke couplée à un critère de Mohr-Coulomb ainsi qu'une version simplifiée du modèle de Nova (où l'élasticité est linéarisée). Nous reprenons ici leurs résultats pour l'élasticité linéaire de Hooke couplée au critère de Mohr-Coulomb (les résultats correspondants sont désignés par « Mestat et Arafati » dans la légende des figures **VII.92** à **VII.96**). Nous comparons ces résultats avec la meilleure des deux simulations numériques effectuées avec le modèle de Fahey et Carter (Coquillay, 2005) (c'est-à-dire avec le jeu de paramètres déduit en partie des essais de plaque). Les résultats sont donnés pour les étapes 2, 3, 5, 6, 7 et 8 qui correspondent également aux phases de chargement suivies par Arafati (1996), et Mestat&Arafati (1998) dans leurs simulations. L'identification des paramètres de la loi élastique linéaire-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb a été réalisée de façon sensiblement identique à celle des paramètres du modèle de Fahey et Carter. Les paramètres de résistance ont été déterminés à partir des mêmes essais et les valeurs obtenues sont équivalentes (voir Tableau **VII.15**). Le coefficient de Poisson égal à 0,25 a été déduit d'une moyenne faite sur les six essais triaxiaux drainés. Pour leur part, les modules de déformation ont été déterminés à partir des essais de plaque : le module de la couche de sable non saturé est fourni par la moyenne des modules en chargement, soit $E = 30 \text{ MPa}$, tandis que, pour la couche de sable saturé proche du fond de fouille, la moyenne des modules en déchargement a été retenue, soit $E = 45 \text{ MPa}$. Les paramètres retenus sont indiqués dans le Tableau **VII.15**.

Tableau VII.15. Jeu de paramètres de la loi élastique linéaire-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (Mestat et Arafati, 1998)

Profondeur z	E (en MPa)	ν	c (kPa)	φ (degré)	ψ (degré)
$0 < z < 5,5$ m	30	0,25	3	41,6	11,6
$5,5$ m < z	45	0,25	0	41,6	11,6

Shahrour et al. (1995) ont aussi étudié le problème avec la loi élastique linéaire de Hooke couplée au critère de Mohr-Coulomb. Ils ont obtenus des résultats proches de ceux de Mestat&Arafati (1998). Pour la détermination des paramètres, ils ont considéré deux couches distinctes. La première couche (de 0 à 2 m) est composée d'un sable silteux et la seconde d'un sable propre. Les paramètres ont été obtenus à partir des essais triaxiaux. Les modules d'Young ainsi déterminés ont été vérifiés sur les résultats des essais de plaque. Une cohésion capillaire moyenne a été prise en compte issue des essais de cohésion capillaire. Le jeu de paramètres obtenu par Shahrour et al. (1995) est présenté dans le Tableau VII.16.

Tableau VII.16. Jeu de paramètres de la loi élastique linéaire-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (Shahrour et al., 1995).

Profondeur z	E (en MPa)	ν	c (kPa)	φ (degré)	ψ (degré)
$0 < z < 2$ m	20	0.3	3	34	6
2 m < z	30	0.3	3	40	12

Dans le modèle numérique avec le code Flac2D, on prend les mêmes caractéristiques géotechniques du Tableau VII.15.

VII.4.6 Présentation des résultats

Dans cette partie, on confronte les résultats des modélisations aux grandeurs mesurées au cours de l'expérimentation pour chaque phase de chargement, ainsi aux résultats numériques obtenus par un modèle de comportement Fahey et Carter (Coquillay, 2005) et par un modèle de comportement de Mohr Coulomb (Mestat et Arafati, 1998) du code CESAR-LCPC.

L'ensemble des modélisations a été réalisé dans les conditions du concours de prévision, tandis que les calculs du code CESAR-LCPC pour l'étape 8, Coquillay, 2005 a pris en compte l'effort normal mesuré à la fin de l'expérimentation. Au début de cette étape de calcul, les déplacements cumulés des phases antérieures sont mis à zéro.

À titre d'exemple, on pourra se reporter à Shahrour et al. (1995) qui ont participé au concours de prévision en faisant des calculs à l'aide de la méthode des *éléments finis*, ainsi qu'à Arafati (1996), et Mestat&Arafati (1998) qui ont réalisé une simulation numérique a posteriori. Von Wolfersdorf (1994b) a publié l'ensemble des résultats des simulations des participants au concours de prévisions.

On compare dans cette section les meilleurs résultats obtenus pour les deux jeux de paramètres du modèle de Fahey et Carter (Coquillay, 2005) issus de l'identification des paramètres et aux résultats de Mestat et Arafati (1998). On rappelle que le premier résultat de Coquillay est essentiellement tiré des essais de laboratoire tandis que le second tient compte en plus des essais de plaque.

VII.4.6.1 Pression des terres de part et d'autre du rideau de palplanches

La Figure VII.92 montre les pressions des terres appliquées calculées et mesurées sur le rideau, déduites des simulations numériques et des mesures.

Jusqu'à l'installation des butons, les simulations numériques conservent un état de pression des terres de type géostatique, déduit du poids des terrains et du coefficient de pression des terres au repos K_0 . En revanche, les mesures présentent une distribution toute différente : la mise en place du rideau de palplanches par vibrofonçage a perturbé l'état de contrainte au voisinage direct du

rideau (ce type de sollicitation est impossible à reproduire numériquement).

Pour les étapes 4 à 7, les simulations numériques et les mesures expérimentales indiquent une augmentation progressive de la pression des terres dans la partie supérieure du rideau au niveau du lit de butons. On note cependant que les modèles numériques *sous-estiment* systématiquement la pression des terres au voisinage des butons. Les calculs montrent ensuite une diminution de la pression des terres le long de la zone excavée, observation qui concorde avec les courbes expérimentales. On observe une mobilisation de la poussée (à droite du rideau) et de la butée (à gauche du rideau) et les distributions de la pression des terres s'apparentent aux coefficients K_a et K_p , où K_a est le coefficient de poussée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.21 \quad (\text{VII.3})$$

et K_p est le coefficient de butée :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{K_a} = 4.73 \quad (\text{VII.4})$$

La Figure VII.91 illustre ce phénomène pour l'étape 6 (sur la Figure VII.91 (a) sont représentés les états K_0 , K_a et K_p de la pression des terres et sur la Figure VII.91 (b) les états K_0 et K_a ont été initialisés sous le lit de butons). On remarque que la poussée est bien mobilisée.

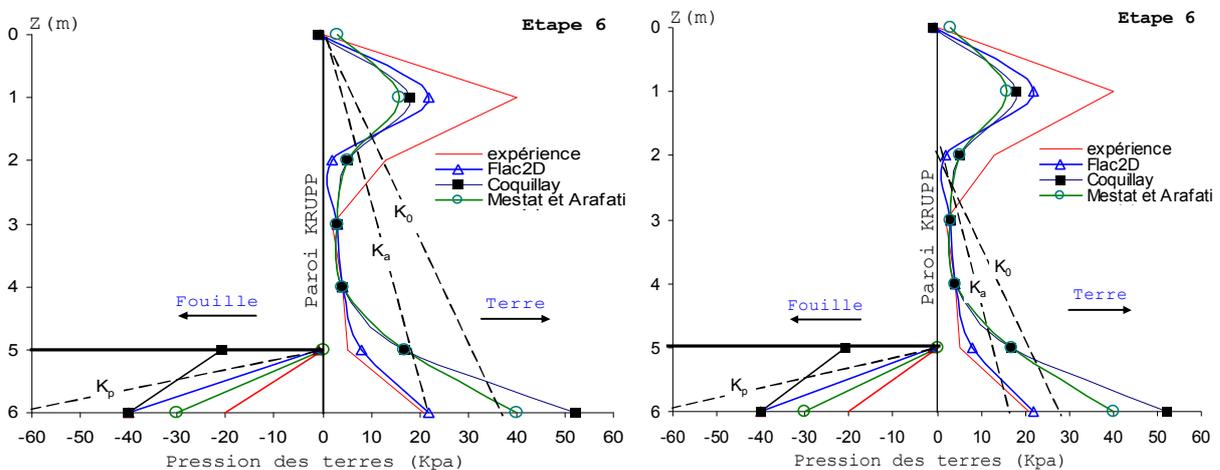


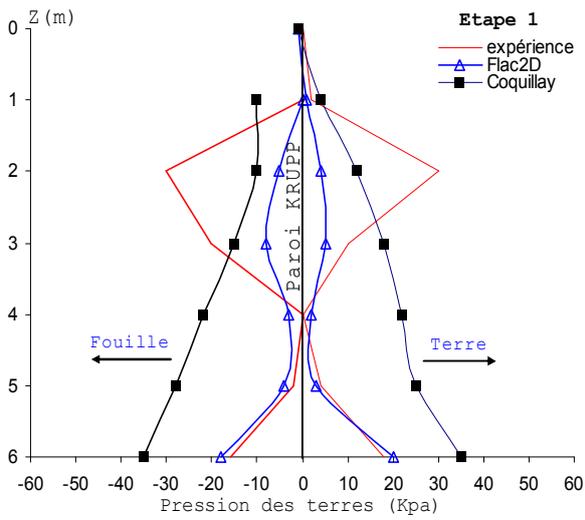
Figure VII.91. États K_0 , K_a et K_p pour l'étape 6.

Les simulations numériques par le code CESAR réalisées par Coquillay, 2005 et Mestat&Arafati, 1998 présentent ensuite un accroissement brutal de la pression des terres au niveau de la limite de l'excavation, qui augmente au fil des calculs. Cet accroissement est légèrement plus marqué pour la simulation réalisée avec le second jeu de paramètres pris par Coquillay. Dans la partie inférieure, on note que les modèles du code CESAR *surestiment* les pressions appliquées sur les deux côtés du rideau, en particulier dans la partie aval, où l'on note une mobilisation importante de la butée alors que l'expérimentation indique une plus faible mobilisation. Cette évolution correspond à une mobilisation partielle de la butée des terres. Pour la *dernière phase* de chargement, on constate une bonne concordance entre les calculs du code Flac2D et l'expérimentation sur la pression appliquée sur la face amont du rideau, et une *surestimation* par la modélisation du code CESAR-LCPC de la pression de butée appliquée sur la face aval.

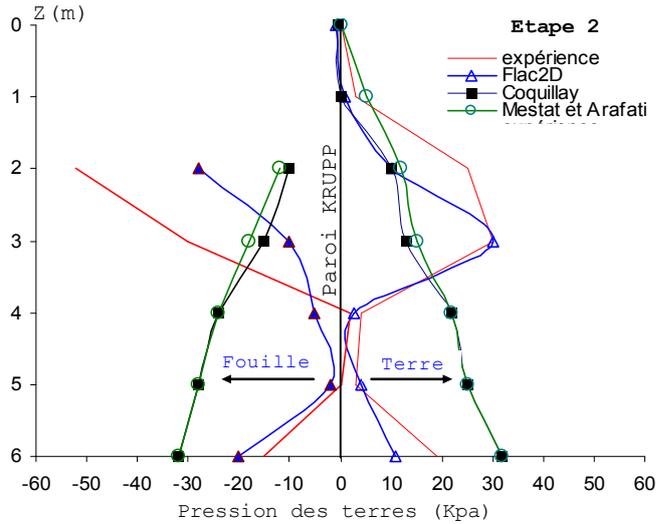
Hormis l'état initial qui est difficile à reproduire, le modèle de Fahey et Carter et de Mohr coulomb rendent compte correctement de l'évolution de la pression des terres au cours de l'expérimentation pour les deux jeux de paramètres étudiés.

Pour ce qui concerne les valeurs des pressions effectives, les résultats sont très proches de ceux issus du modèle de Fahey et Carter. On peut cependant noter que les prévisions avec l'élasticité de Hooke (modèle Mohr Coulomb) *surestiment* légèrement *moins* les pressions des terres du côté aval et les *sous-estiment* légèrement *plus* du côté amont au niveau du lit de butons. Par ailleurs, l'allure des courbes obtenues avec le modèle à *élasticité linéaire* du code Flac2D est meilleure sous le lit de

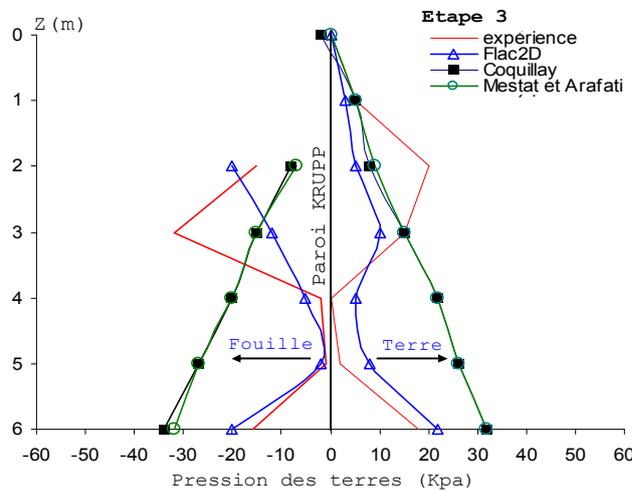
butons : la décroissance est plus atténuée que pour le modèle de Fahey et Carter et plus proche des valeurs expérimentales.



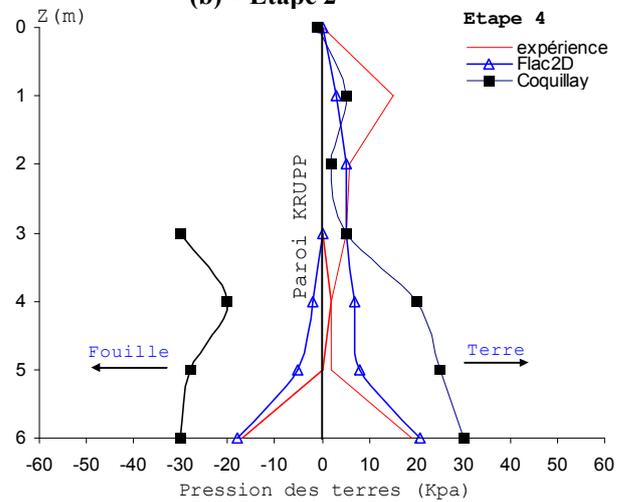
(a) – Etape 1



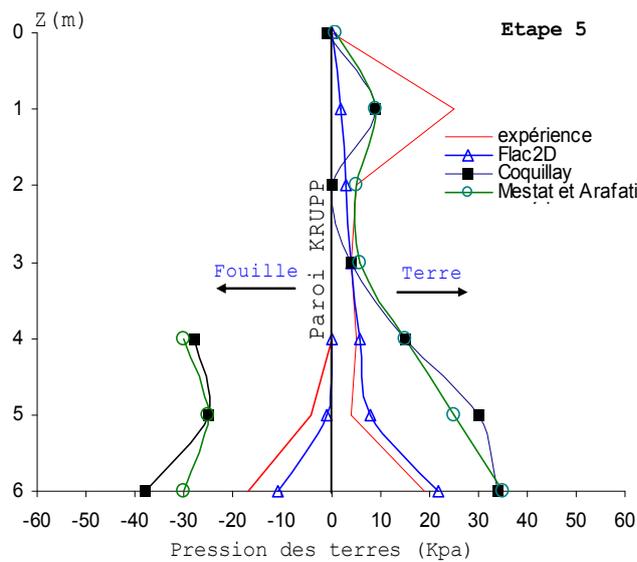
(b) – Etape 2



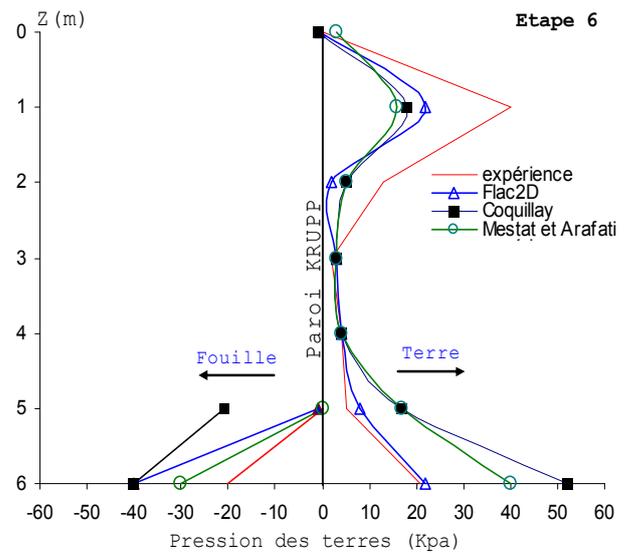
(c) – Etape 3



(d) – Etape 4



(e) – Etape 5



(f) – Etape 6

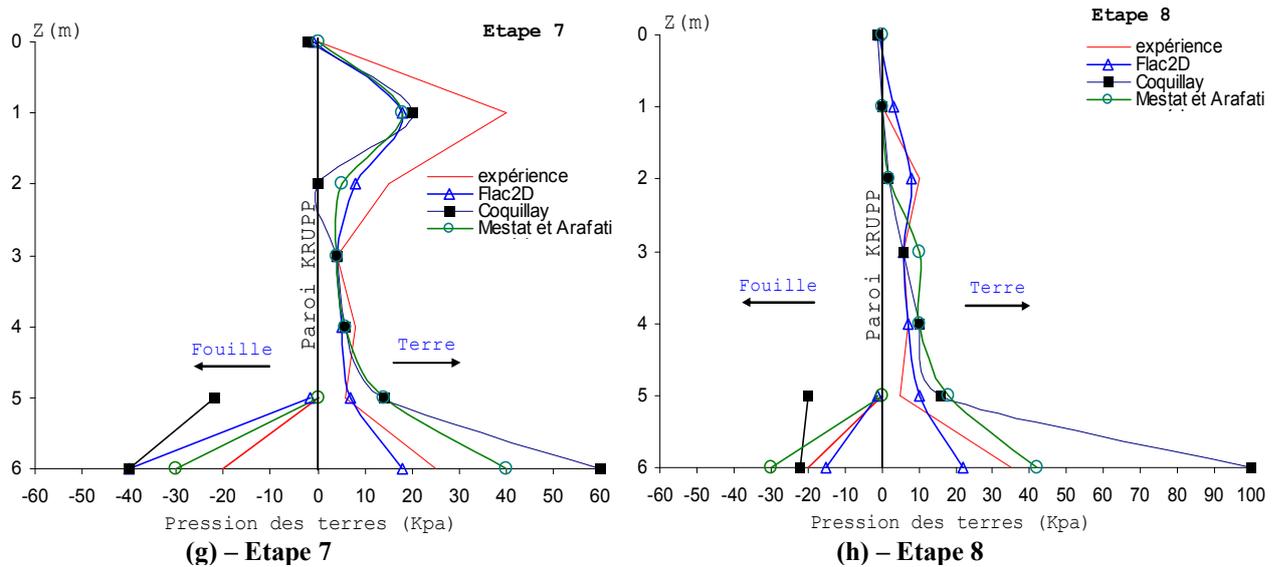


Figure VII.92. Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : pression des terres de part et d'autre du rideau pour chaque étape de calcul.

VII.4.6.2 Déplacement horizontal du rideau de palplanches

Lors de la simulation des excavations avec un modèle *élastoplastique* du code CESAR-LCPC (utilisé par Mestat et Arafati, 1998) dont la partie élastique est linéaire, la paroi a tendance à se déplacer vers le terrain, au lieu de basculer vers la fouille, à cause de la réponse élastique du massif de sol. On peut espérer qu'un modèle tel que celui de Fahey et Carter permette de s'affranchir de cet inconvénient du fait de l'augmentation des modules avec la profondeur et de la diminution du module lorsque le sol est sollicité en cisaillement.

Cependant, aussi les résultats avec ce modèle continuent à afficher ce défaut, malgré la formulation du modèle, comme on peut le constater sur la Figure VII.94. En effet, pour les phases d'excavation avant la mise en place du lit de butons (étapes 1 et 2), on voit bien que les calculs du code CESAR-LCPC montrent que la palplanche part du mauvais côté. On peut toutefois noter que ce défaut est moins marqué pour les modélisations réalisées avec le jeu de paramètres prenant en compte les essais de plaque. Ceci est valable dans la partie supérieure de la palplanche. Cette divergence conséquente entre les déplacements mesurés et les déplacements calculés par le code CESAR-LCPC peut être due au fait que, comme indiqué précédemment, le contact entre le sol et le rideau n'était que partiel jusqu'à la mise en précontrainte des butons. Dans la partie inférieure ($z < 3$ m), les modélisations avec le second jeu de paramètres (avec prise en compte des essais de plaque, Coquillay 2005) sont correctes et indiquent qu'aucun déplacement notable n'a lieu : il y a bien encastrement de la palplanche dans le sol, ce qui est conforme aux mesures. En revanche, les modélisations basées essentiellement sur les essais triaxiaux fournissent un déplacement exagéré : l'encastrement du rideau n'est pas vérifié (ce résultat **erroné** s'accroît fortement pour les étapes de calculs suivantes).

Pour les étapes 5 à 7, la comparaison entre les valeurs calculées et expérimentales corrigées (voir la section VII.4.2.3 du présent chapitre) du déplacement horizontal du rideau de palplanches fait apparaître une très bonne concordance entre elles pour ce qui concerne l'allure et l'ordre de grandeur de la déformée pour les simulations réalisées avec le jeu de paramètres prenant en compte les essais de plaque : les écarts entre les résultats calculés et les mesures sont relativement faibles (Coquillay, 2005). Dans l'ensemble, la simulation fournit de bons résultats, en *sous-estimant* légèrement les déplacements dans la zone de courbure maximale (soit entre -2 m et -3 m suivant les phases) et en *sous-estimant* les déplacements en tête (côté terrain) : la paroi a du mal à pénétrer dans le sol. La rotation de la palplanche autour de la position du buton est bien reproduite. Ces bons résultats s'affirment au fur et à mesure de l'avancement des calculs, en d'autres termes, on obtient une réponse

en déplacement meilleure pour les grandes déformations. Cela tient probablement du fait que l'état de contrainte initial n'est pas correctement pris en compte. Pour les simulations effectuées avec l'autre jeu de paramètres (essais triaxiaux), le défaut de non encastrement s'accroît.

Concernant la dernière étape de chargement (état limite), l'allure de la courbe est relativement bien respectée, excepté en pied où l'encastrement du rideau n'est pas visible sur les simulations. L'ordre de grandeur des déplacements est également bien respecté, d'autant plus que les forces de butonnage sont identiques dans les calculs et l'expérience.

Lors des premières phases d'excavation (étapes 2 et 3 sur la Figure VII.94, dans la partie inférieure, les simulations numériques présentent des déplacements corrects, quasiment nuls (encastrement de la fiche du rideau de palplanches).

Pour les étapes suivantes (5 et 6), les modélisations avec le modèle de Mohr-Coulomb (Mestat et Arafati) fournissent aussi des résultats satisfaisants (bonne estimation des déplacements et bonne allure générale de la déformée, mais décalée vers le bas). Cependant, les déplacements maximaux sont fortement *surestimés* et la zone de plus grande courbure se trouve décalée vers le bas. En revanche, les déplacements en tête de paroi sont mieux estimés avec le modèle à élasticité linéaire. La représentation du sol avec une élasticité linéaire paraît globalement moins raide. Par ailleurs, bien que le module d'Young ait été déterminé à partir des essais de plaque, on voit bien en modélisant les essais de plaque avec ce jeu de paramètres que la réponse calculée du sol est trop « molle » (voir Figure VII.93). Globalement, le modèle du code Flac2D et le modèle avec l'élasticité non linéaire offrent une meilleure estimation de la déformée de la paroi avec le jeu de paramètres choisi. Le modèle de Mohr Coulomb du code Flac2D et Fahey et Carter du code CESAR-LCPC semblent être plus polyvalents, puisqu'ils sont capables de fournir à la fois une représentation correcte des essais de plaque et des résultats de l'expérimentation sur le rideau de palplanche.

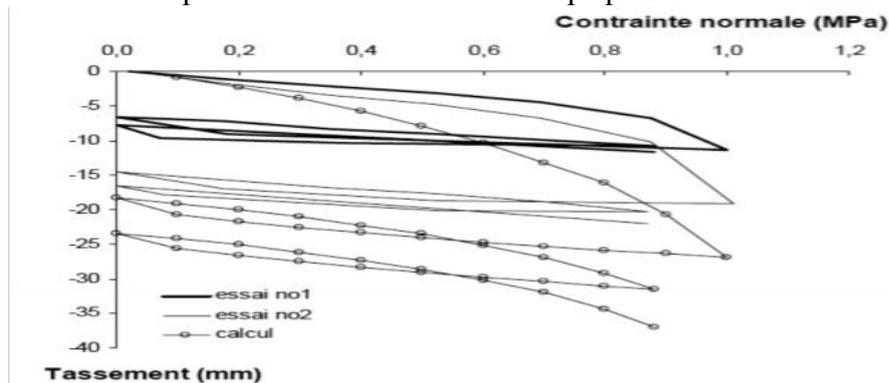
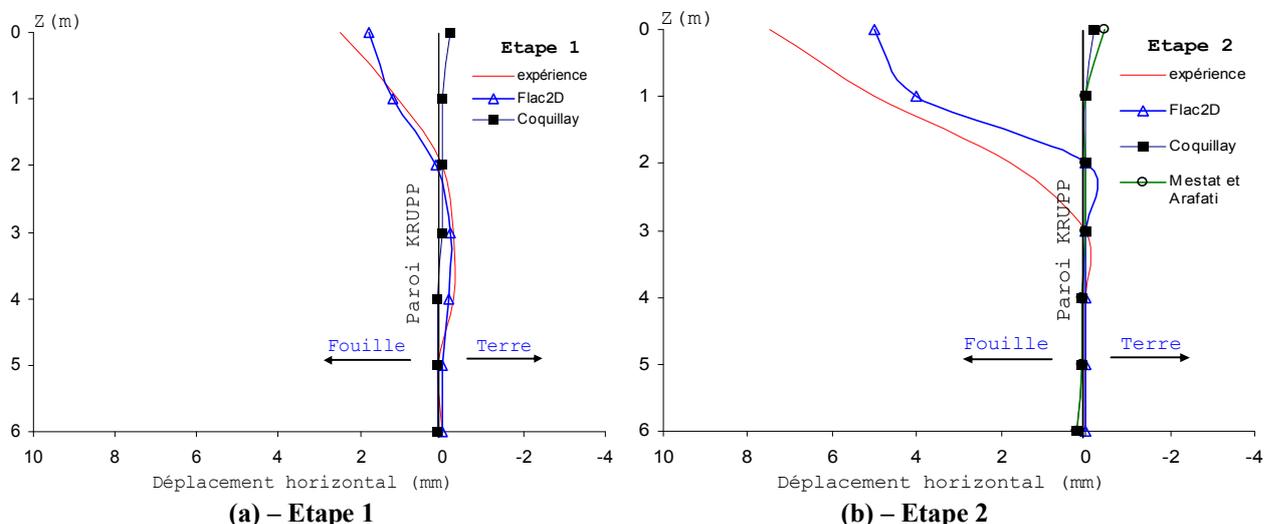


Figure VII.93. Modélisation des essais de plaque avec le jeu de paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. D'après Mestat et Arafati, 1998.



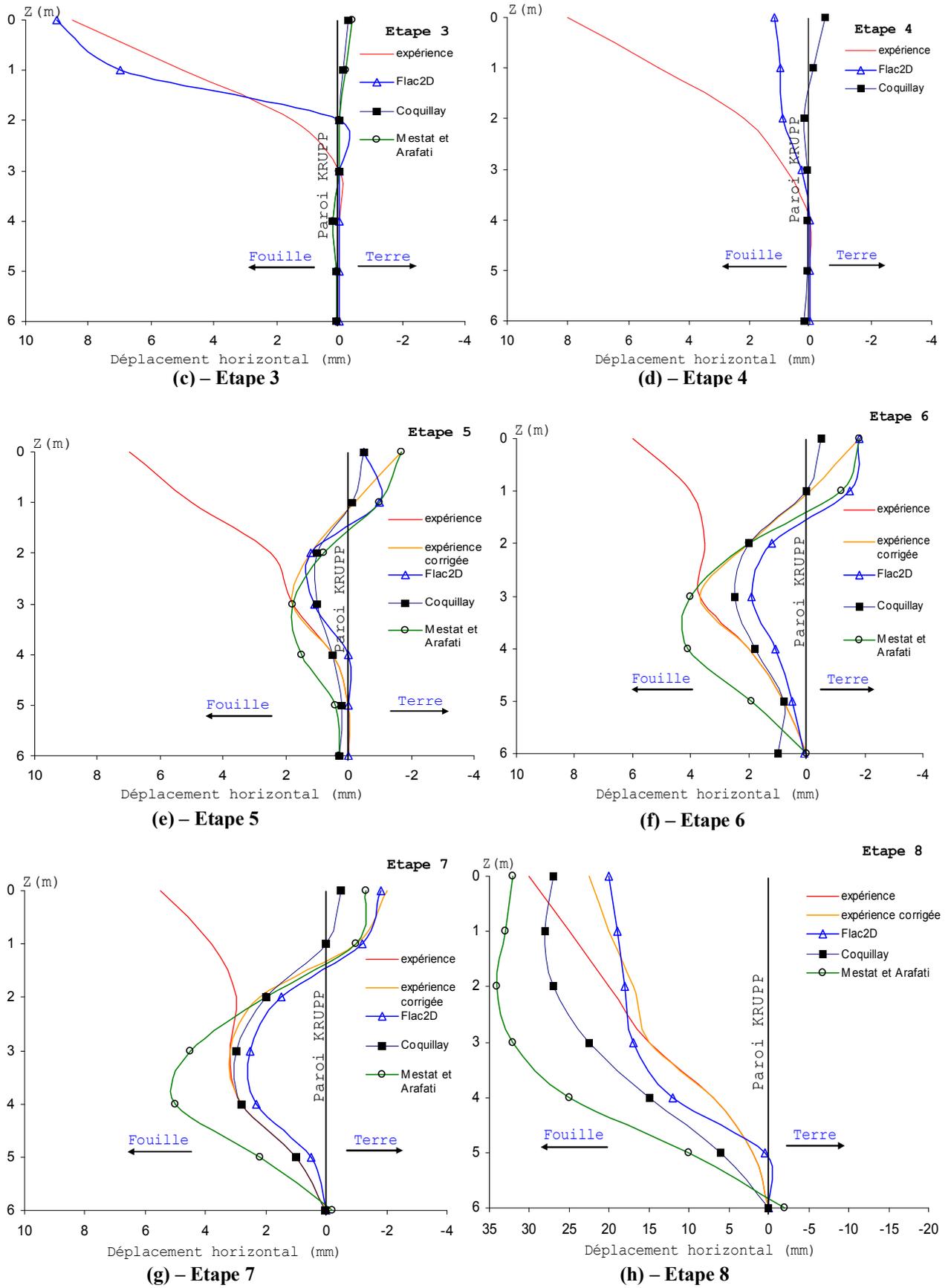


Figure VII.94. Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déformée du rideau pour chaque étape de calcul.

VII.4.6.3 Moment fléchissant du rideau de palplanches

La Figure VII.95 montre les courbes de moments fléchissants calculées et obtenues expérimentalement. À cause de la présence des fissures entre le sol et le rideau avant la mise en précontrainte des butons, les moments fléchissants théoriques et mesurés sont très différents pour les premières phases.

En revanche, pour les étapes ultérieures 4, 5, 6 et 7, on note un accord satisfaisant entre les valeurs calculées et expérimentales (l'ordre de grandeur est bien respecté). Le moment de flexion est négatif aux extrémités du rideau de palplanches et positif en travée. Du point de vue quantitatif, les prédictions numériques du code CESAR-LCPC surestiment ce moment dans la partie centrale et dans la partie inférieure du rideau. Les modélisations avec le jeu de paramètres issu des essais triaxiaux (Coquillay, 2005) seuls ont tendance à surestimer d'autant plus les moments en travée et un peu moins dans la partie inférieure en comparaison avec les autres simulations.

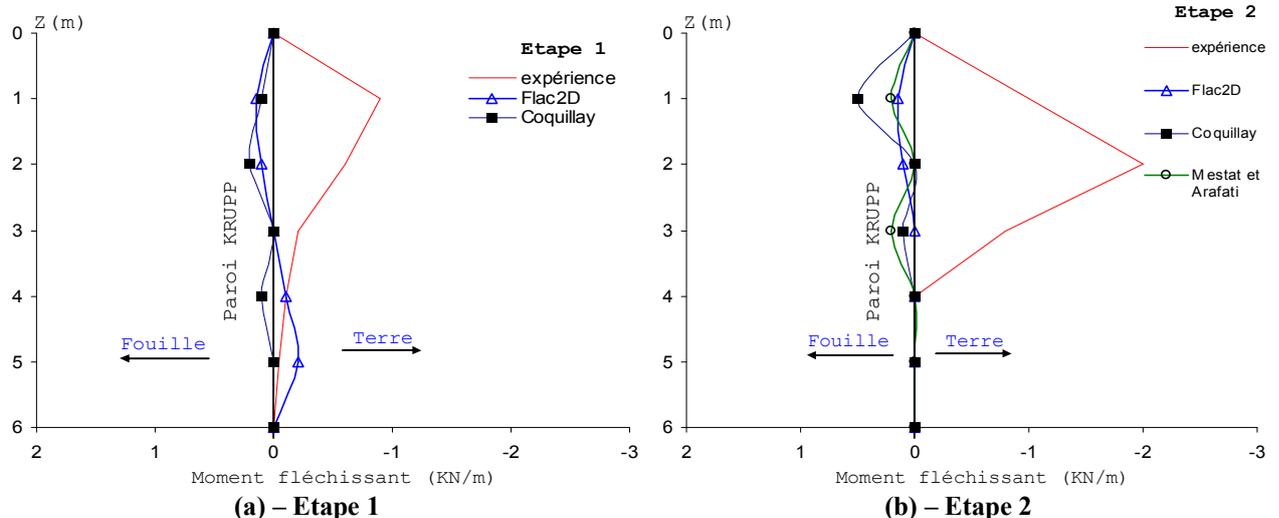
Pour la dernière étape, le modèle de Fahey et Carter surestime fortement les moments expérimentaux : les défauts relevés dans les phases précédentes sont ici accentués. Par ailleurs, on remarque que le moment en tête est devenu positif pour la simulation avec le jeu de paramètres issu des essais de plaque de Coquillay, alors que pour l'autre simulation il reste négatif. Quant aux mesures, elles indiquent un moment quasiment nul en tête.

Par ailleurs, le nombre de mesures effectué sur la hauteur du rideau de palplanches pour les moments de flexion est relativement faible et on peut se demander si l'enveloppe des moments est bien représentée (il pourrait y avoir un maximum entre deux points de mesure).

Enfin, on peut noter les différences suivantes entre le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle de Fahey et Carter :

- En travée : le modèle de Mohr-Coulomb (Mestat et Arafati) *surestime* plus les valeurs du moment de flexion et la valeur du maximum se situe plus bas ;
- En pied : le modèle de Fahey et Carter surestime plus la valeur du moment de flexion ;
- En tête, pour l'étape 8 : le modèle de Mohr-Coulomb (Mestat et Arafati) présente un moment quasiment nul, ce qui correspond aux mesures, alors que le modèle de Fahey et Carter et Flac2D offrent un moment positif (pour information, il était négatif dans les phases précédentes).

Globalement, le modèle Flac2D et de Fahey et Carter fournissent une meilleure simulation, tant sur le plan de la répartition le long du rideau que sur le plan quantitatif.



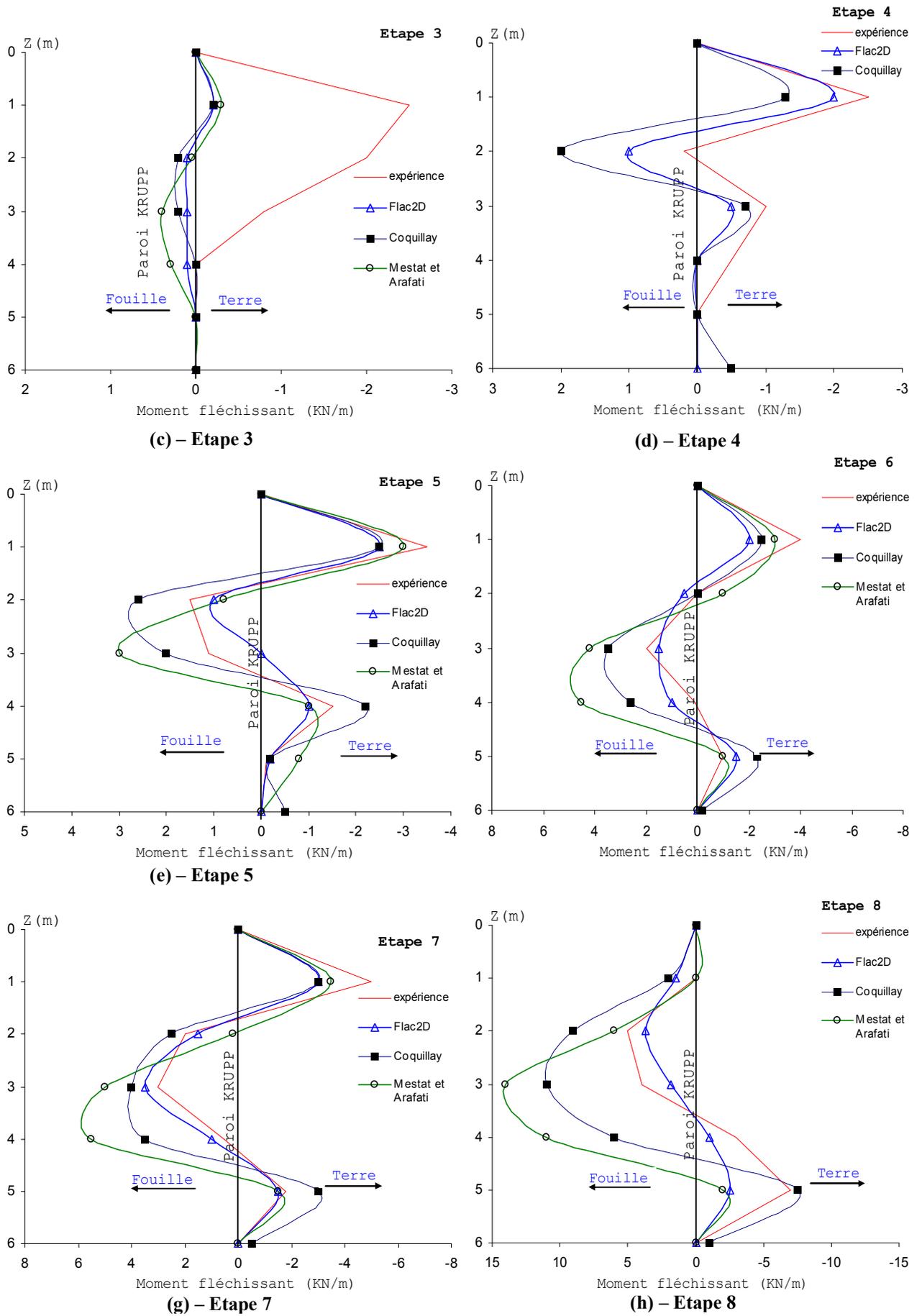
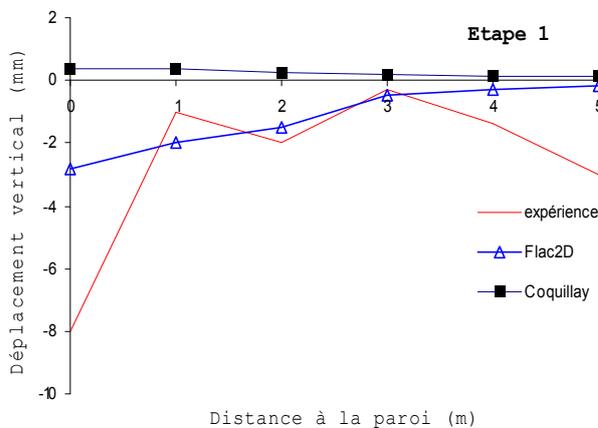


Figure VII.95. Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : moments fléchissants du rideau pour chaque étape de calcul.

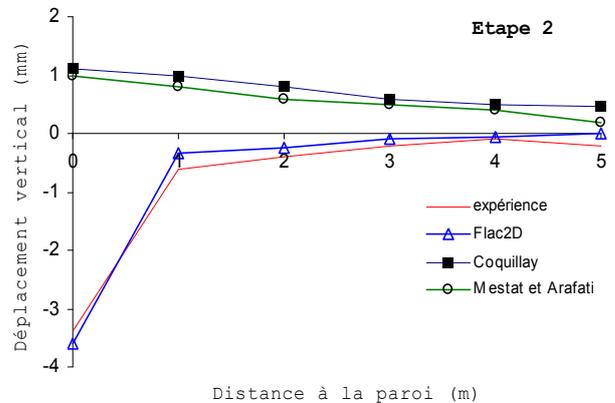
VII.4.6.4 Déplacement vertical du sol en surface

Les tassements calculés en surface, derrière le rideau expérimental, sont confrontés aux mesures sur la Figure VII.96. Jusqu'à l'étape de chargement en surface derrière le rideau (étape 7), le modèle de Fahey et Carter prédit un soulèvement du sol derrière le rideau, alors que les mesures et le modèle Flac2D et le bon sens indiquent un tassement. Ce soulèvement est classique dans les simulations numériques avec une élasticité linéaire et Coquially a souhaité s'affranchir de cet inconvénient en introduisant une élasticité non linéaire puisque le déplacement horizontal de la paroi est raisonnablement représenté. Il faut que le coefficient de pression des terres au repos soit suffisamment élevé pour que les forces de déconfinement horizontales soient en mesure de contrer le soulèvement derrière la paroi. Pour le cas de Hochstetten, ce point a été discuté lors du colloque de Delft en 1994, mettant en lumière la surconsolidation du massif de sable sur les premiers mètres due à la technique de vibrofonçage et au passage d'engins. Toutefois, faute d'analyse complémentaires, on ne peut véritablement clore cette discussion (Coquilly, 2005). Par ailleurs, il faut garder à l'esprit le fait que le modèle utilisé est isotrope alors que le massif de sol est vraisemblablement anisotrope (du fait de la surconsolidation). Coquilly remarque une fois encore, que le défaut est tout de même moins visible lors des simulations utilisant le jeu de paramètres déterminés en partie avec les essais de plaque (l'amplitude des déplacements verticaux est bien plus faible, tant en soulèvement qu'en tassement). Pour les étapes 7 et 8, pour les calculs du code CESAR-LCPC sous l'effet de la surcharge en surface, on obtient des tassements derrière le rideau expérimental. Les tassements calculés sont largement plus grands que les valeurs mesurées pour la dernière étape.

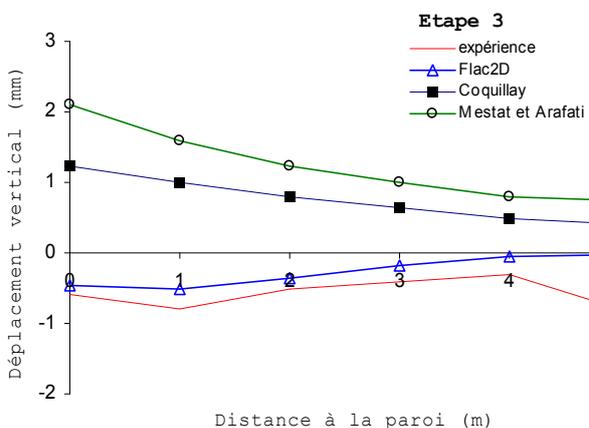
On note aussi que le modèle avec l'élasticité linéaire de Mestat et Arafati montre un soulèvement accru derrière le rideau. La comparaison confirme le fait qu'un modèle à élasticité *non linéaire* dans le code CESAR-LCPC améliore la prévision des déplacements verticaux. On note cependant que cette amélioration reste *limitée*.



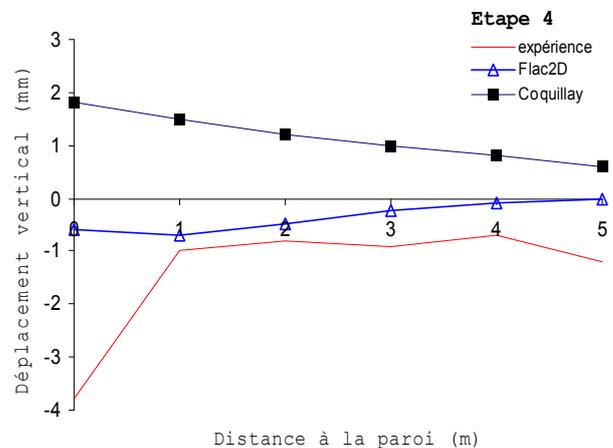
(a) – Etape



(b) – Etape 2



(c) – Etape 3



(d) – Etape 4

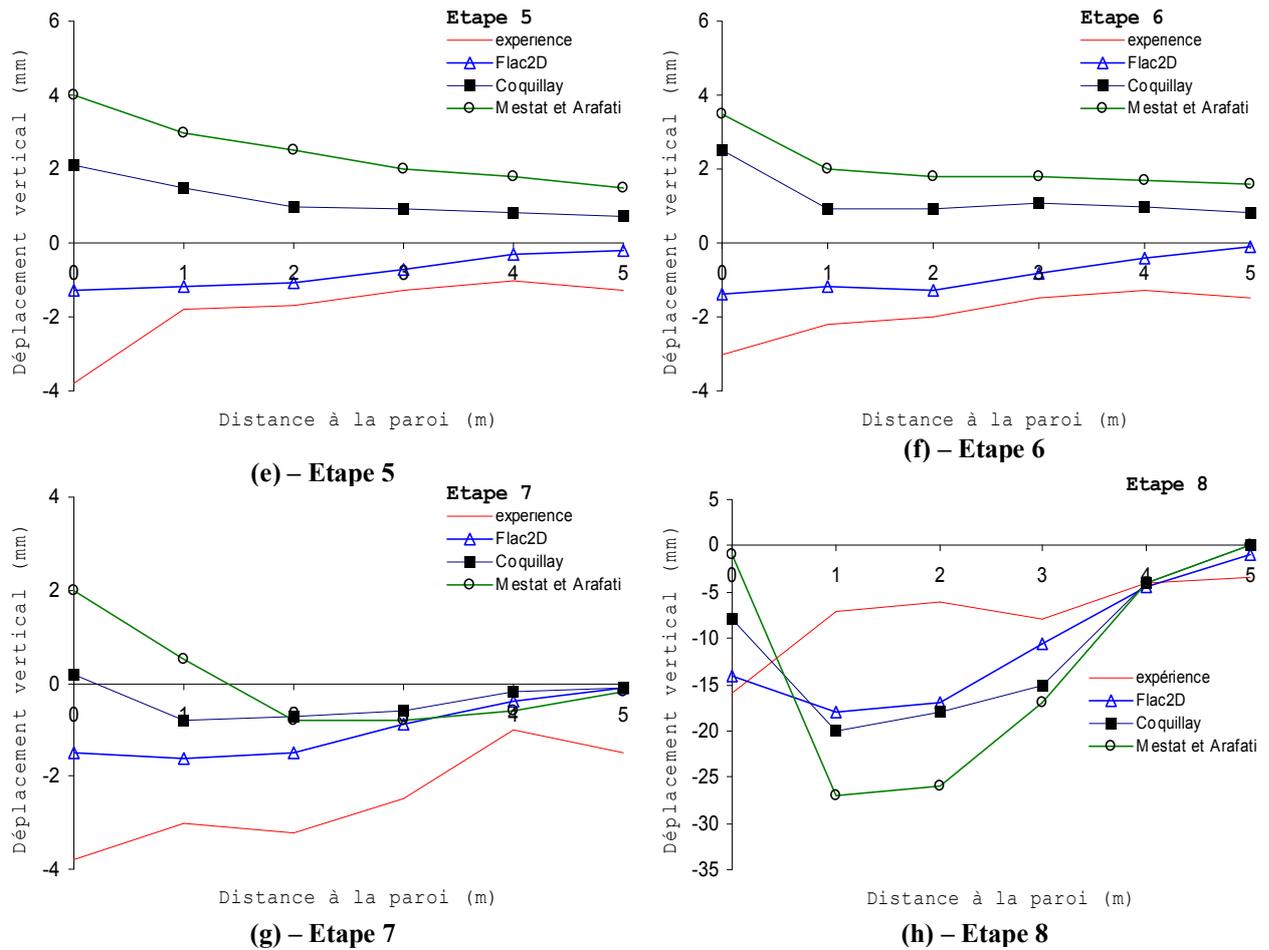


Figure VII.96. Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déplacement vertical derrière le rideau pour chaque étape de calcul

VII.4.6.5 Efforts dans les butons

On compare les forces dans les butons données par les calculs aux valeurs mesurées. Le modèle de Fahey et Carter (Coquillay) *sous-estime* dans tous les cas et à toutes les phases les efforts dans les butons. En revanche, pour le modèle élastique linéaire couplé à un critère de Mohr-Coulomb (Mestat et Arafati), c'est l'inverse, les efforts sont dans l'ensemble *surestimés* (sauf pour l'étape 5). Pour le modèle Flac2D, les efforts sont aussi *sous-estimés* (sauf pour l'étape 6). L'écart entre les mesures et les modélisations avec le modèle de Fahey et Carter est sensiblement constant au cours de l'expérimentation. Plus précisément, la modélisation effectuée à partir des essais triaxiaux offre de meilleurs résultats que celle prenant aussi en compte les essais de plaque. De même, l'estimation de l'effort dans les butons est meilleure avec les éléments bidimensionnels qu'avec les éléments unidimensionnels. Il n'y a pas d'hypothèses à formuler pour expliquer ces différences.

Tableau VII.17. Effort dans les butons en kN/m.

			Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6	Etape 7	Etape 8
Mesures			4,29	13,88	21,31	28,64	33,72	4,22
Modèle de Fahey et Carter	<i>Eléments 2D</i>	<i>Triaxiaux</i>	activé	7,03	12,87	23,36	29,37	4,22
		<i>Triaxiaux + Plaque</i>	activé	4,99	10,46	20,04	25,37	4,22
	<i>Eléments 1D</i>	<i>+ Plaque</i>	activé	1,66	6,27	14,94	19,64	4,22
Modèle Mohr-C (Mestat et Arafati)			activé	-	15,22	37,27	41,56	24,94
Modèle Flac2D			activé	6,33	5,86	29,38	22,66	2,05

VII.5 CONCLUSIONS

La validation des modèles de calcul numérique nécessite leur confrontation à des **ouvrages réels instrumentés**, dans lesquels les conditions *géométriques* et *géotechniques* ainsi que le *phasage* de construction sont les causes des principales difficultés. La comparaison est d'autant plus intéressante dans les cas où les phases de construction sont associées à des mouvements de la nappe ou à des conditions hydrauliques variables durant les travaux.

A cet égard, l'expérimentation de Rotterdam-Pernis constitue un exemple tout à fait remarquable. La simulation des différentes étapes de construction s'accompagnant des mouvements de la nappe de cet ouvrage à l'aide du code Flac2D, en utilisant un modèle de comportement élastoplastique de *Mohr-Coulomb* s'avère satisfaisante pour les différentes phases de la réalisation de l'ouvrage, pour ce qui concerne les *déplacements* des parois, les *moments de flexion*, les *pressions latérales* de sol et les *pressions hydrauliques*.

Les résultats montrent aussi que les mouvements de la nappe et l'évolution du problème dans le temps ont une influence primordiale sur les déplacements latéraux des parois. La confrontation des résultats montre que les calculs numériques *couplés* donnent de *meilleurs* résultats qu'un calcul simplifié avec des processus découplés.

Tous ces résultats encouragent à utiliser davantage les calculs numériques couplés dans l'analyse des ouvrages de soutènement d'excavation.

En suite, en se basant sur la théorie de la pression bilinéaire, on a montré comment il est possible de simuler par Flac3D le comportement d'un panneau de paroi moulée durant sa construction. Les résultats des calculs *couplés* en conditions *tridimensionnelles* permettent d'avoir une idée grossière de la cinématique et de l'ordre de grandeur des *déplacements*.

Enfin, l'étude du rideau de palplanches de Hochstetten permet de tirer un certain nombre de conclusions sur l'utilisation du modèle Mohr Coulomb du code Flac2D et de Fahey et Carter du code CESAR-LCPC, sa validité et aussi ses limites.

L'étude de ce cas, nous a permis de donner une modélisation correcte du comportement de ce rideau de palplanches avec le modèle de *Mohr Coulomb* du code Flac2D (particulièrement en termes de déplacement horizontal et en termes de moment de flexion). On a pu notamment noter certaines améliorations par rapport aux calculs conduits avec une élasticité linéaire (faits par Mestat et Arafati), en outre, le modèle *Fahey et Carter* n'arrive pas à corriger complètement certains défauts comme le soulèvement du sol derrière la paroi ou l'entraînement de la paroi par le sol, qui la fait pencher du mauvais côté.

On note par ailleurs que le problème de l'état de contraintes initial n'est pas résolu numériquement par le code Flac2D ou CESAR-LCPC (on ne sait pas simuler l'installation d'un ouvrage par vibrofonçage ou par battage). Cela a une conséquence directe sur les résultats puisque les paramètres élastiques dépendent de l'état de contraintes initial. Cette particularité du modèle explique pourquoi les résultats sont médiocres dans les premières étapes de l'expérimentation.