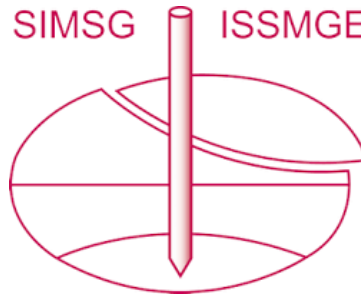


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Etude d'une Paroi Moulée Multi-Ancrée

A Design Study of a Multi-Tied Diaphragm Wall

A.J.C. MINEIRO Universidade Nova de Lisboa, Portugal
 J.A.M. BRITO Hidrotécnica Portuguesa, Portugal
 J.S. FERNANDES Hidrotécnica Portuguesa, Portugal

RESUME On présente une méthode de calcul par éléments finis d'une paroi moulée multi-ancrée qui tient en compte le comportement non linéaire du sol et de l'interface sol-paroi. Les résultats plus importants des calculs concernant une paroi moulée avec 4 nappes d'ancrages sont présentés et on les compare avec ceux obtenus en calcul élastique, la fouille étant réalisée en une seule étape. On remarque l'importance, soit d'un calcul évolutif simulant la suite chronologique des travaux, soit de l'interaction du complexe sol-paroi-ancrages, notamment celle des éléments de joint sol-paroi.

INTRODUCTION

L'immeuble Sonangol, à construire à Luanda, République Populaire d'Angola, sera constitué par 7 étages généraux, dont 4 en sous-sol, d'où émergent 2 bâtiments indépendants, un avec un total de 31 étages et l'autre avec 13 étages. La construction des niveaux en sous-sol nécessite de l'ouverture d'une fouille d'environ 60 x 46 m² en plan et 13,6 m de profondeur. La protection de cette fouille sera assurée par une paroi moulée de 0,60 m d'épaisseur et 17,0 m de hauteur, ancrée par quatre nappes de tirants provisoires. Compte-tenu de la présence, juste à côté, de bâtiments de 17,6 et 3 étages, fondés sur pieux courts, et des chaussées importantes, on a dû recourir à des techniques de calcul aux éléments finis en simulant le procédé de construction et tenant compte du comportement non linéaire du sol et de l'interface sol-paroi, afin de prévoir les risques d'endommagement des zones concernées par les travaux.

Le plan et la coupe du bâtiment principal de 31 étages, sont présentés sur les Fig. 1 et 2.

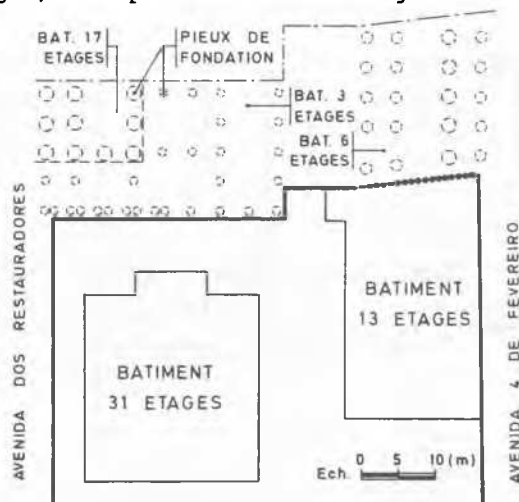


Fig.1-Plan du site, de la paroi moulée et des pieux des bâtiments à côté.

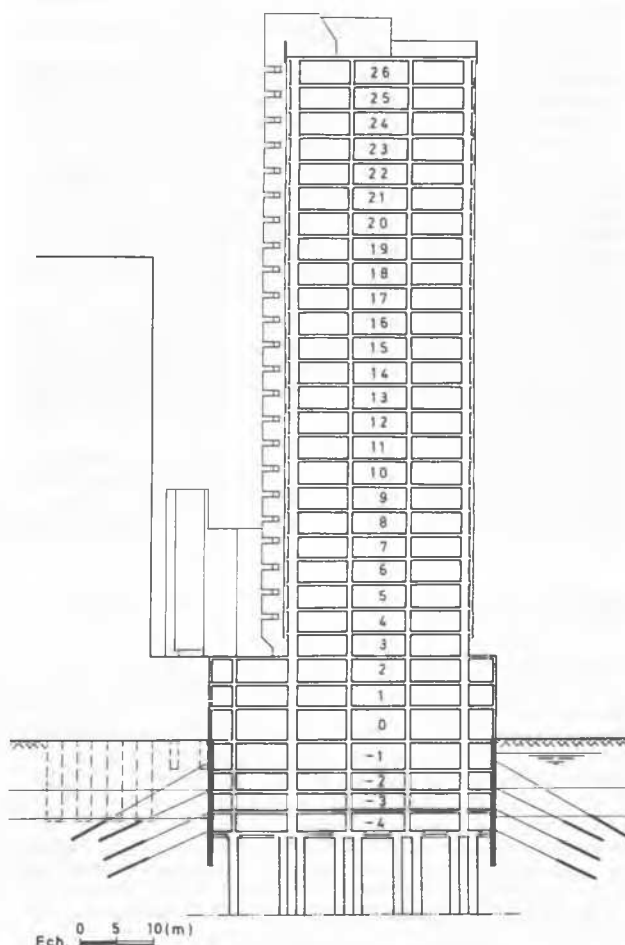


Fig.2-Coupe suivant le bâtiment de 31 étages.

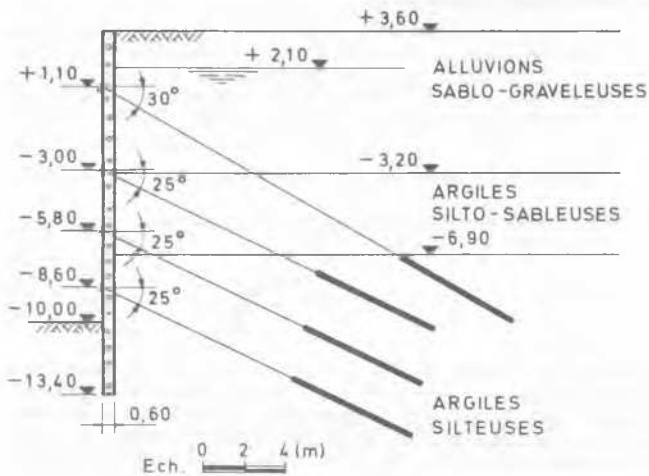


Fig. 3 - Coupe de la paroi et caractéristiques des sols.

Les conditions géotechniques de fondation et la définition de la paroi moulée avec ces 4 nappes d'ancrages sont rassemblées sur la Fig. 3.

La prévision du comportement a été faite pour deux situations critiques :

- situation A, représentative de la zone sans bâtiments à côté ;
- situation B, considérant les charges plus défavorables des pieux, correspondantes aux bâtiments de 3 étages (à côté) et de 17 étages (à plus de 8 m de distance de la paroi).

La disposition, les longueurs libres et de scellement des ancrages ont été choisies de façon à interférer le moins possible avec les pieux de fondation des bâtiments adjacents. La zone de scellement a été choisie dans la couche d'argile la plus consistante, soit à partir de 10,5 m de profondeur.

Les précontraintes par nappe d'ancrages et par mètre de paroi ont été obtenues le long des calculs pour assurer le comportement désiré. Ainsi, pour les situations A et B on est arrivé à des forces de précontrainte de 200 kN/m et 250 kN/m respectivement.

On a effectué aussi un calcul pour les mêmes conditions de la situation A, tenant compte d'un comportement purement élastique du sol et en supposant la fouille réalisée en une seule étape.

PROCEDE DE CALCUL

Programme de calcul

Le programme "Nonlin" développé pour des calculs en comportement non-linéaire, utilise la méthode des éléments finis avec des éléments subparamétriques à 4 noeuds du type "non-conforming Co quadrilateral element" et des éléments de joint à 4 noeuds et épaisseur nulle au contact de la paroi avec le sol et éléments de tirants.

Pour les éléments du continu le calcul non-linéaire est basé sur la méthode de "stress-transfer". Pour les éléments de joint on a adopté un critère mixte de "stress transfer" et d'élasticité variable.

Les critères de rupture adoptés sont ceux de traction, de cisaillement (Coulomb) et de leur combinaison.

IDENTIFICATION	PARAMETRES DE RESISTANCE	PARAMETRES DE DEFORMABILITE
$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$	$c = 0$ $\phi = 30^\circ$ $\delta = 25^\circ$	$E_h = E_v = 15000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,3$
$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ $w_L = 30 \text{ a } 40$ $w_P = 21 \text{ a } 23$	$c_u = 100 \text{ kPa}$ $a = 50 \text{ kPa}$ $\phi_u = \delta = 0^\circ$	$E_h = E_v = 40000 \text{ kPa}$ $E_h = E_v / 2 = 20000 \text{ kPa}$ (Côté excavation) $\nu = 0,45$
$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ $w_L = 45 \text{ a } 65$ $w_P = 21 \text{ a } 26$	$c_u = 150 \text{ kPa}$ $a = 75 \text{ kPa}$ $\phi_u = \delta = 0^\circ$	$E_h = E_v = 60000 \text{ kPa}$ $E_h = E_v / 2 = 30000 \text{ kPa}$ (Côté excavation) $\nu = 0,45$

Pour les relations contraintes-déformations le programme prend la non-linéarité en suivant des courbes pré-déterminées.

Les testes de rupture s'effectuent non seulement pour la direction plus défavorable du point de vue des contraintes, mais aussi pour des directions correspondantes à la déformation principale de compression plus grande sur le cercle de Mohr des déformations.

Quand, des différents testes, résultent des ruptures en plus d'une facette, le programme choisit le cercle de Mohr "réduit" de rayon le plus petit pour faire la réduction des contraintes et la redistribution des excès.

Phases d'exécution

La séquence prévue pour les terrassements et mise en tension des ancrages a été simulée par une technique d'application incrémentale de charge. Les phases d'exécution retenues pour les situations de calcul A et B sont schématisées sur la Fig.4.

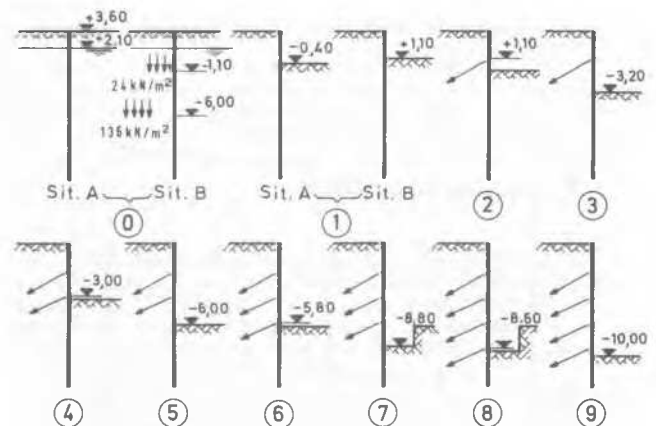


Fig.4 - Phases d'exécution.

Les premiers calculs (phase 0) ont consisté à l'introduction de l'état de contrainte initiale avec coefficient au repos $K_0 = 0,5$ suivie de l'exécution de la paroi moulée.

Pour la situation B on a aussi appliqué des forces, dans les noeuds de la maille, de 24 kN/m² et 136 kN/m², correspondantes aux charges des pieux des bâtiments de 3 et 17 étages.

La première phase de terrassement (phase 1) a été reproduite en retirant les éléments correspondants de la maille.

A la phase 2 on a reproduit la mise en tension du premier ancrage.

Cette séquence a été continuée jusqu'au dernier ancrage (phases 3 à 8).

La phase 9 correspond à la dernière phase de terrassement.

On note que lors de l'exécution de la phase 7 (terrassement) on a été obligé d'approfondir une plateforme de travail (avec 5 m de largeur) de façon à permettre l'application des ancrages avant de continuer le terrassement général jusqu'au fond de la fouille.

Pour simuler la précontrainte dans chaque nappe d'ancrages on a introduit une contrainte de traction à l'élément de tirant correspondant à la longueur libre, cette contrainte étant automatiquement traduite par le programme en forces nodales aux extrémités de l'élément.

Dans chaque phase de terrassement on a un rabattement de la nappe à l'intérieur de l'enceinte et un déséquilibre des pressions hydrostatiques dans la paroi est créé.

Cet effet a été considéré par l'application, à la face intérieure de la paroi, de forces équivalentes aux déséquilibres des pressions dans chaque phase de terrassement.

Des poids spécifiques submergés ont été considérés pour les terrains au-dessous de la nappe.

Maillage d'éléments finis

La maille d'éléments finis (Fig.5), avec un nombre total de 420 noeuds est constituée par 357 éléments subparamétriques à 4 noeuds, dont 12 représentent la paroi moulée, 22 éléments de joint à 4 noeuds le long des contacts verticaux de la paroi avec le terrain et 12 éléments de tirant pour simuler les ancrages, correspondant à chacune de celles-ci un élément pour la longueur libre et deux pour le scellement.

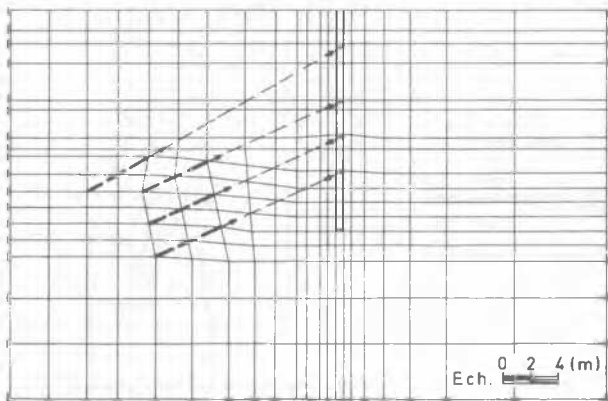


Fig. 5 - Maillage d'éléments finis.

PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

Pour chaque phase d'exécution le programme de calcul fourni les contraintes principales et respectives directions, les contraintes verticales et horizontales, les déplacements de la paroi et du terrain, les zones et directions de rupture et les efforts sur la paroi et ancrages. Ci-après on présente seulement les résultats principaux.

Pression des terres

Les courbes des pressions effectives du terrain sur la paroi obtenus soit pour les calculs évolutifs en dernière phase d'exécution (situations A et B) soit pour le calcul avec une seule phase d'exécution (situation A) sont tracées sur la Fig.6. Malgré que le calcul dans une seule étape ne tient pas compte les ruptures locales du sol dans les successives phases d'exécution, les pressions concordent relativement bien avec celles du calcul évolutif pour la même situation. Du côté fouille l'écartement est, toutefois, bien moins important.

Les pressions bien plus fortes en profondeur pour la situation B sont le résultat des charges des pieux de fondation des bâtiments adjacents.

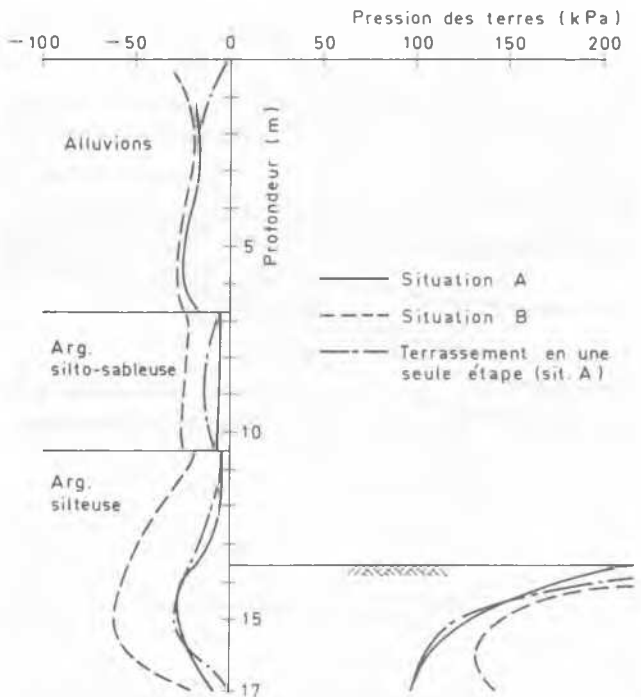


Fig.6 - Pression des terres.

Déplacements

Sur les Fig.7 et 8 sont tracés, pour les situations A et B les déplacements finals (aux noeuds plus significatifs) de la paroi et du terrain aussi bien que l'évolution (avec les phases d'exécution) des déplacements horizontaux de la paroi et des tassements de la surface du terrain (en arrière de la paroi).

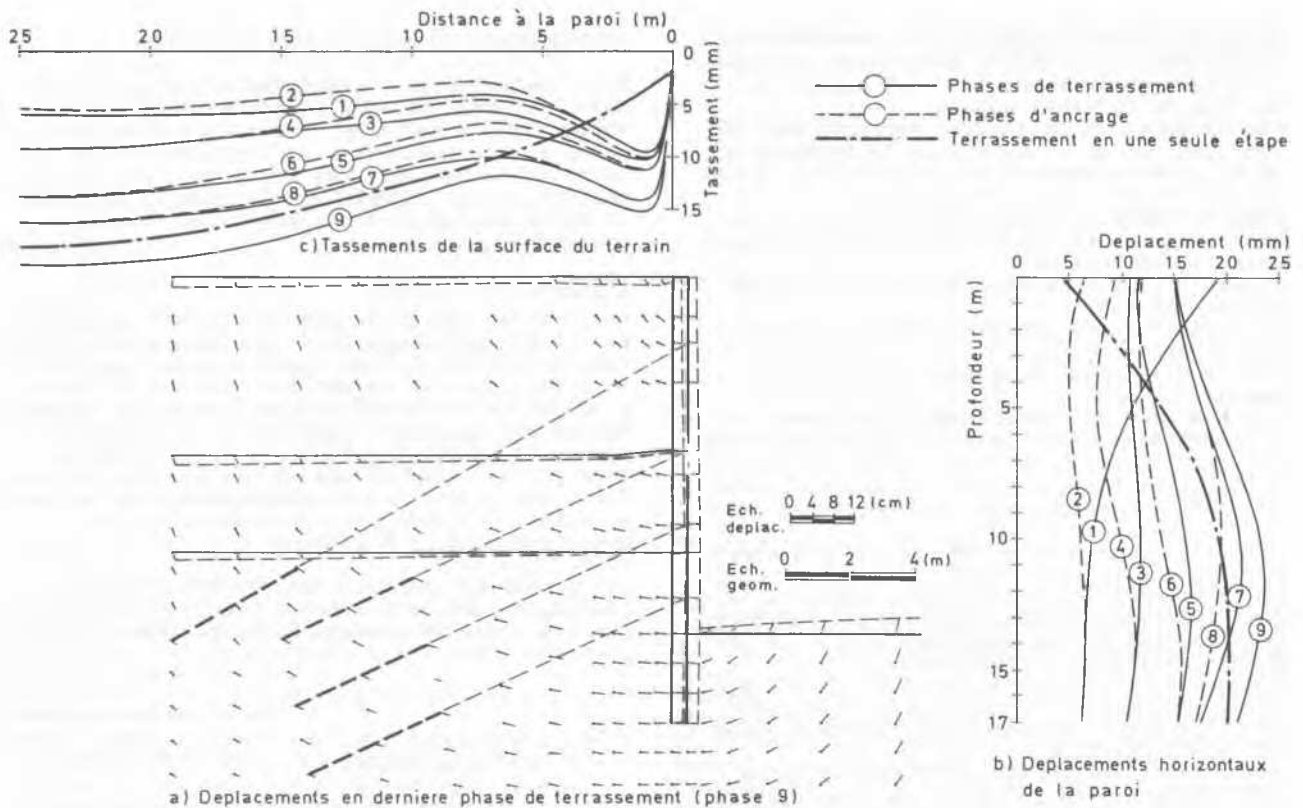


Fig. 7 - Déplacements pour la situation A.

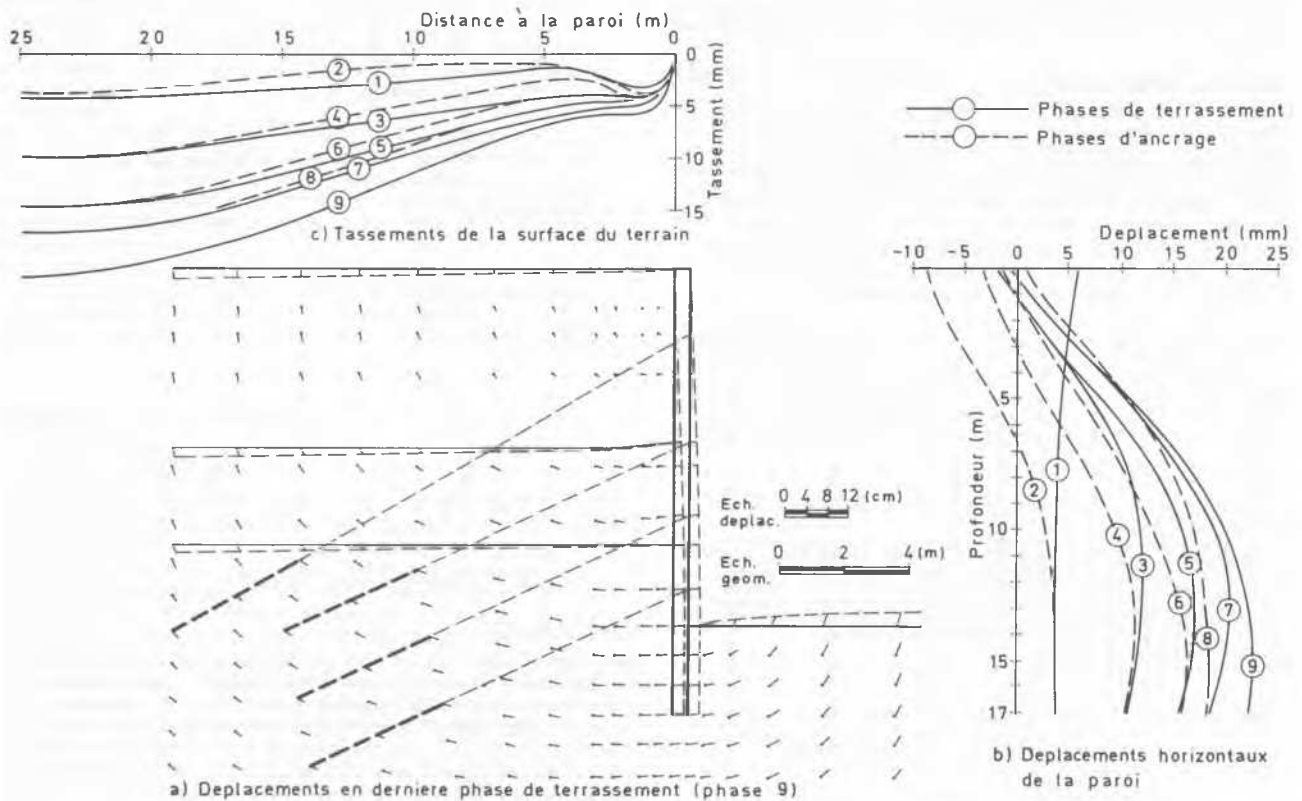


Fig. 8 - Déplacements pour la situation B.

Sur la Fig.7 on compare aussi les déplacements horizontaux de la paroi et les tassements du terrain du calcul évolutif avec ceux du calcul pour une seule étape d'exécution. Les résultats traduisent bien les objectifs pré tendus, de limiter les déformations en utilisant des précontraintes admissibles. Ainsi, on a limité à 25 mm le déplacement maximal horizontal de la paroi et à 20 mm le tassement maximal du terrain. Pour la situation B on a limité à 5 mm les tassements juste à côté de la paroi, en vu des bâtiments qui y sont fondés avec pieux courts. Pour accomplir cette limitation on a dû réduire la hauteur de la première phase de terrassement (de 4,0 à 2,5 m) et augmenter la précontrainte de 25%.

Le calcul pour la situation B a montré que la façon plus économique de limiter le déplacement maximal horizontal de la paroi à 25 mm, sans recou

rir à une augmentation sensible de la précontrainte, a été d'avancer le terrassement avec une plateforme de travail pour la mise en tension de la dernière nappe d'ancrage.

On note que pour la situation A les résultats des calculs évolutifs et d'une seule étape, bien que globalement du même ordre de grandeur, sont très différents dans la zone supérieure de la paroi et terrain juste à côté.

On est arrivé à la conclusion que cette différence de comportement a résulté fondamentalement de l'influence des éléments joints dans le calcul évolutif où l'itération sol-paroi est surtout non linéaire (avec rupture).

Moments fléchissants

Les courbes des moments fléchissants de la paroi obtenues au cours des successives phases d'exécution, pour les situations A et B, sont tracées sur la Fig.9.

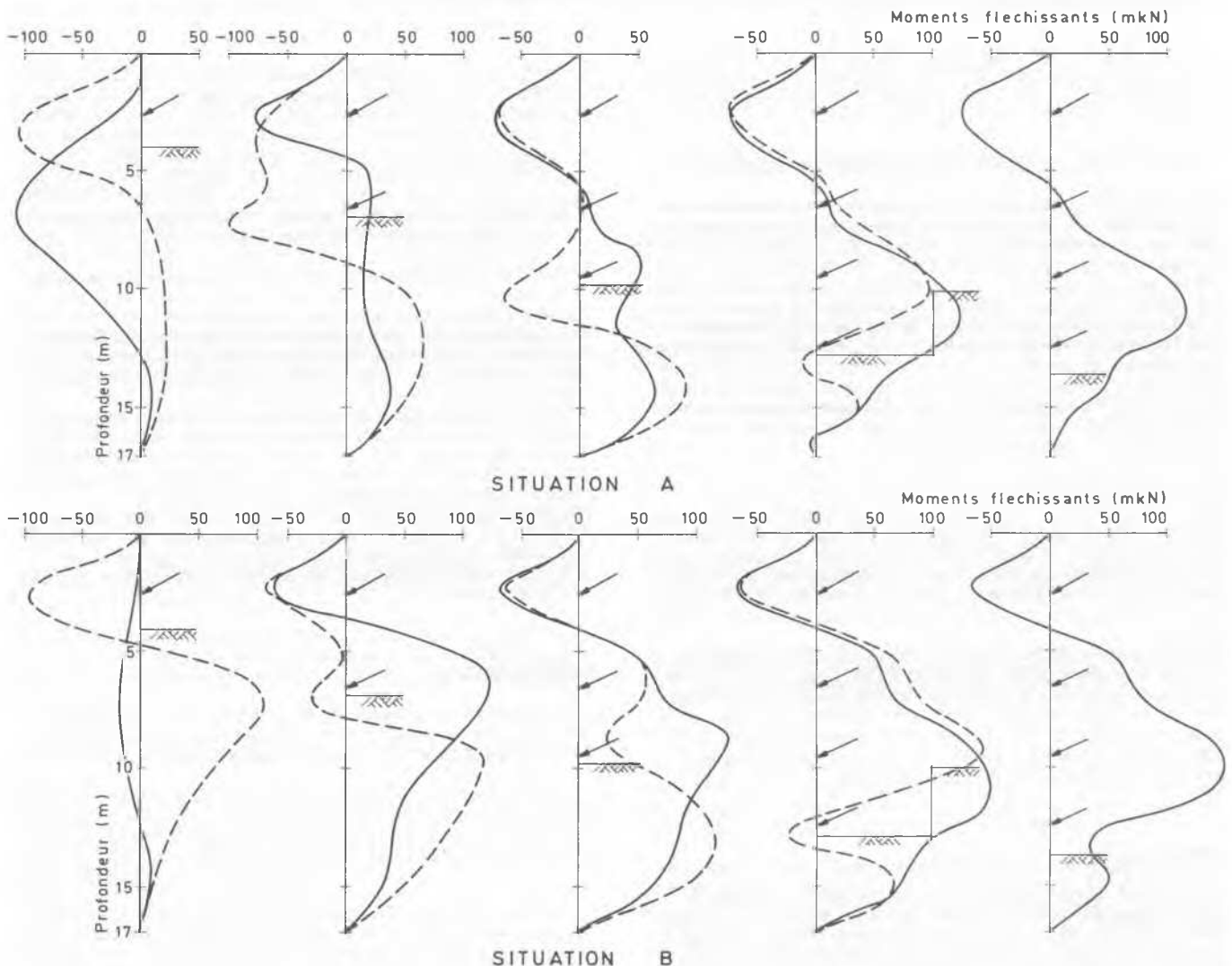


Fig. 9 - Variation des moments fléchissants pendant les phases d'exécution.

La Fig.10 donne la comparaison des enveloppantes des moments fléchissants pour les deux situations A et B.

La courbe correspondante au calcul pour l'exécution de la paroi dans une seule phase (situation A) est également présentée sur cette figure.

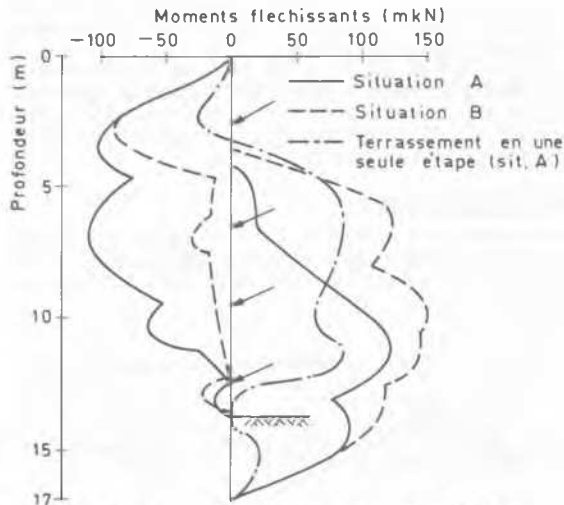


Fig.10 - Enveloppes des moments fléchissants

Ces figures mettent en évidence l'importance de la hauteur de la première phase de terrassement sur le comportement ultérieur de la paroi. On remarque que pour la situation de calcul A on a pu réduire au minimum les moments fléchissants dans la zone critique (demi-hauteur) de la paroi, par l'introduction désirée d'un moment fléchissant contraire créée par la première phase de terrassement. La courbe obtenue en considérant l'exécution en une seule phase montre clairement que ce type de calcul peut conduire à des valeurs des moments fléchissants très discordantes de celles obtenues par un calcul évolutif.

Tensions d'ancrage

Sur la Fig.11 on présente l'évolution des forces des ancrages pour les quatre nappes d'ancrages et au cours des successives phases d'exécution. On note, à chaque phase de terrassement, des augmentations des forces dans les nappes d'ancrages et des réductions après la mise en tension d'une nappe.

Les augmentations en pourcentages ont varié de 4 à 17% environ pour la situation A, et de 3 à 13% environ pour la situation B. Les réductions ont été toujours inférieures aux augmentations. Ces valeurs sont certainement plus petites que celles qu'on aurait obtenu si on avait fixé les points de scellement des tirants.

CONCLUSIONS

Le calcul aux éléments finis, tenant compte du comportement non linéaire du terrain, de l'interface sol-paroi, de la zone de scellement des ancrages et de l'exécution par phases, permet de mettre en évidence les mécanismes plus réalistes du comportement de l'ouvrage et du terrain qui l'environne.

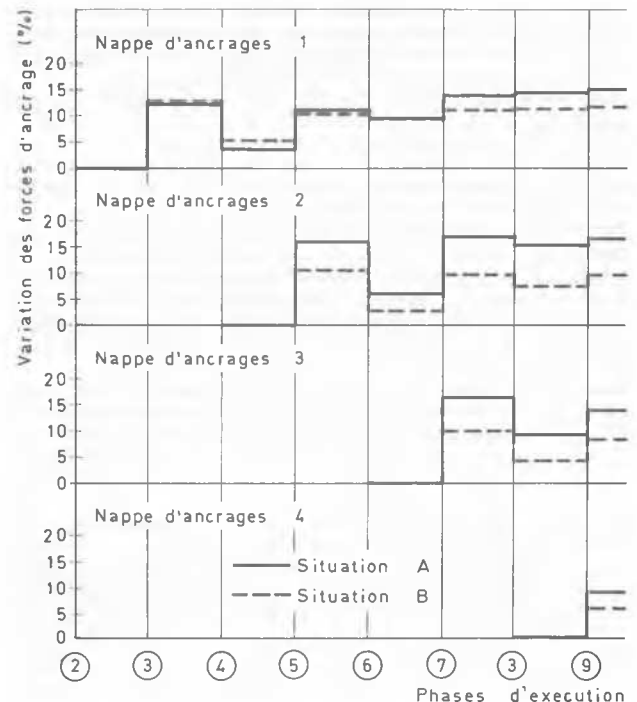


Fig.11 - Variation des forces d'ancrage pendant les phases d'exécution.

Tous les raffinements de calcul adoptés en comportement non linéaire semblent avoir une influence sensible sur les résultats.

En particulier la caractérisation des éléments de joint sol-paroi est critique pour le calcul non linéaire en des phases successives d'exécution.

L'observation du comportement de l'ouvrage pendant l'exécution permettra de confirmer la méthode de calcul et la caractérisation mécanique plus précise du terrain, en décelant les paramètres plus critiques.

Malgré que l'étude se réfère à des cas particuliers, on croit que les raffinements de calcul utilisés représentent un apport considérable pour la compréhension du comportement des parois multiancrées.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à exprimer leur reconnaissance à la Sonangol qui a bien voulu autoriser la présentation de cette communication.