

# ETUDE NUMERIQUE DES PRESSIONS PASSIVES APPLIQUEES SUR UN BLOC D'ANCRAGE RIGIDE

## NUMERICAL STUDY OF PASSIVE EARTH PRESSURES AGAINST RIGID ANCHOR BLOCK

D. BENMEDDOUR, M. MELLAS & A. MABROUKI,

Département de Génie Civil, Université de Biskra, Algérie

### RESUME

L'étude des pressions passives du sol joue un rôle très important, dans le cas des problèmes d'interaction sol-structure. Plusieurs paramètres géométriques et mécaniques influent sur l'intensité et la distribution des pressions passives; lorsque les blocs d'ancrage des ouvrages de soutènement sont indépendants et ne forment pas un corps continu, le sol n'est pas en équilibre à deux dimensions. Les blocs d'ancrage mobilisent la résistance passive du sol d'une manière tridimensionnelle. Cette étude vise, d'une part la présentation de quelques méthodes utilisées pour le dimensionnement des blocs d'ancrage, et l'estimation numérique des pressions passives sur un bloc rigide et isolé, soumis à un mouvement de translation dans un sol frottant; d'autre part l'évaluation de l'influence de la largeur d'un bloc sur les pressions passives, en utilisant le code FLAC<sup>3D</sup> (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*). Les valeurs numériques obtenues par cette étude sont comparées aux résultats issus par l'approche cinématique de l'analyse limite.

**Mots clés :** pression passive, bloc d'ancrage, modélisation tridimensionnelle, interaction, interface.

### 1 INTRODUCTION

Les blocs d'ancrage sont des éléments enterrés soumis à des mouvements de translation qui mobilisent la résistance passive et active du sol de manière bidimensionnelle ou tridimensionnelle. La détermination de la résistance ultime d'ancrage passe obligatoirement par l'application des théories de poussée et de butée. Le problème de la butée bidimensionnelle a fait l'objet de très nombreuses études théoriques et expérimentales, les calculs théoriques sont basés sur l'une des trois méthodes suivantes : la méthode d'équilibre limite [1], la méthode des lignes de glissement [2] et la théorie de l'analyse limite [3].

Lorsque les différents blocs d'ancrage ne forment pas un corps continu, le problème devient alors tridimensionnel. Ovesen [4], a réalisé des essais sur un modèle en vraie grandeur; ces essais ont montré que les pressions passives du sol contre les blocs d'ancrage de largeur limitée, sont plus élevées que celles prévues selon les schémas classiques, et la différence peut être tout à fait significative. Par ailleurs, Brinch Hansen [5] a développé une méthode basée sur les résultats des essais d'Ovesen [4], pour évaluer les pressions appliquées sur les blocs d'ancrage. D'autre part, Meksouine [6] a réalisé des essais en utilisant un modèle réduit pour examiner l'effet tridimensionnel d'un écran rigide de largeur limitée; ces essais ont montré que les pressions passives du sol contre l'écran, sont plus

élevées que celles trouvées par les calculs bidimensionnels, et les différences sont importantes. Dans le cadre de l'approche cinématique de la théorie de l'analyse limite, Soubra et Regenass [7] ont proposé trois mécanismes de rupture tridimensionnels constitués d'un ou plusieurs blocs rigides pour étudier les pressions passives tridimensionnelles. Škrabl et Macuh [8] ont utilisé un mécanisme de rupture tridimensionnel hyperbolique, dans le cadre de l'approche cinématique, pour étudier la butée sur un bloc de largeur limitée. Duncan *et al.* [9] ont effectué des essais en vraie grandeur, pour déterminer la force d'ancrage pour un bloc isolé.

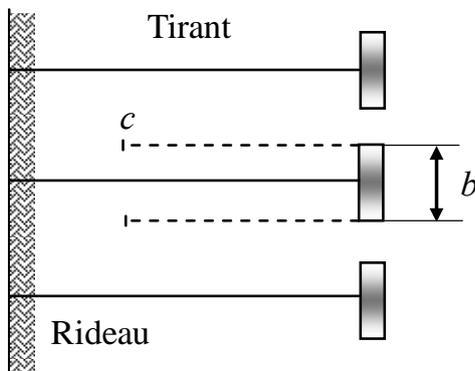
Actuellement les calculs numériques tridimensionnels en géotechnique permettent de mieux comprendre le comportement global des ouvrages, et aident donc l'ingénieur à bien cerner les éléments les plus critiques du dimensionnement. Pour indiquer les modifications qu'il faut apporter pour prendre en considération l'effet tridimensionnel sur les pressions appliquées sur les blocs d'ancrage isolés; une étude numérique a été effectuée en utilisant le code FLAC<sup>3D</sup> [10] en différences finies explicites. Les résultats obtenus sont le sujet d'une comparaison avec les formulations disponibles dans la littérature.

## 2 METHODES CLASSIQUES DE CALCUL DES BLOCS D'ANCRAGE

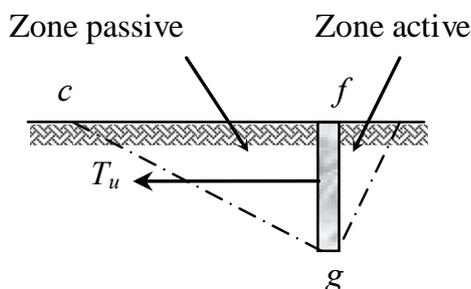
L'évaluation de l'effort d'ancrage  $T_u$  est fonction des coefficients de poussée et de butée, ainsi que les caractéristiques géométriques des blocs d'ancrage. Lorsque les différents blocs d'ancrage ne forment pas un rideau continu (Fig. 1a), l'équilibre n'est plus bidimensionnel; on ne peut pas donc utiliser les schémas classiques. L'hypothèse la plus simple consiste à supposer que l'effort d'ancrage transmis par le tirant, est équilibré par la résultante des efforts qui se manifestent de part et d'autre du bloc. Nous pouvons en première approximation, prendre en compte le frottement qui agit sur les deux surfaces triangulaire verticale  $cfg$  passant par les extrémités du bloc (Fig. 1b). En effet, lorsque le tirant se met en traction, le bloc placé près de la surface refoule une certaine masse de terre dont les faces latérales contribuent à la résistance d'ensemble. La poussée qui agit perpendiculairement à l'une des faces  $cfg$  a une intensité  $P_o$  qui correspond sensiblement à l'utilisation du coefficient de poussée des terres au repos; on pourra mobiliser une résistance  $P_o.tg\varphi$  lors d'un déplacement, nous pouvons écrire :

$$T_u = b(P_p - P_a) + 2P_o.tg\varphi \quad (1)$$

Tel que  $T_u$  = effort d'ancrage ;  $P_p$  et  $P_a$  = forces par unité de longueur.



(a)



(b)

Figure 1 : Résistance ultime de l'ancrage (Costet et Sanglerat [11]).

La résistance ultime du bloc d'ancrage est essentiellement due à la pression passive du sol en aval; elle dépend de son emplacement dans le massif soutenu; la figure 2 montre les trois cas rencontrés :

- L'ancrage est sans aucune résistance, s'il est situé à l'intérieur du prisme de rupture (zone active)  $abc$ , puisqu'il se déplace avec le sol ;
- La résistance passive de l'ancrage est fortement diminuée, s'il est placé près de la ligne de rupture ;
- Pour une mobilisation totale de la résistance passive du bloc d'ancrage, ce dernier doit être placé dans la zone  $def$ ; la zone passive est située entièrement en dehors de la zone active  $abc$ .

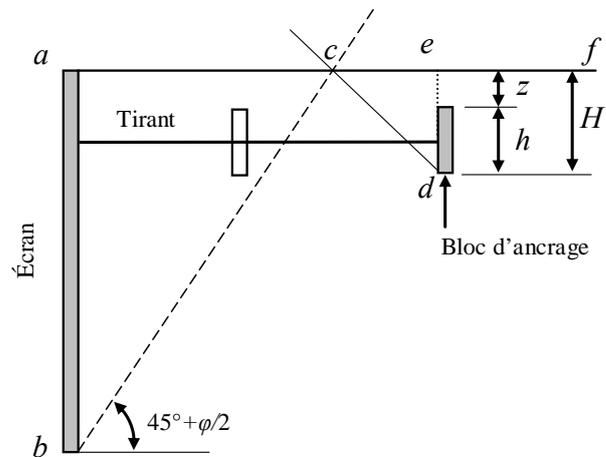


Figure 2 : Emplacement des ancrages.

Dans la littérature on trouve plusieurs méthodes de calcul approché de la résistance d'ancrage ; nous pouvons citer les deux suivantes :

### 2.1 Méthode de Teng [12]

La figure 3 montre un bloc d'ancrage de largeur  $b$  soumis à une force de traction  $T_u$ . Des expériences ont montré qu'au moment de la rupture, il se produit un soulèvement du sol dans une surface de longueur supérieure à celle de l'ancrage (Teng [12]). La méthode de Teng [12] est basée sur des équations simples, pour la détermination de la résistance ultime du bloc d'ancrage situé près ou à la surface libre du sol.

La résistance ultime est la somme de deux termes, dont le premier représente la résultante de la poussée et de la butée appliquées de part et d'autre du bloc d'ancrage ; le second, donne la résistance au glissement le long des plans verticaux passant par les deux extrémités latérales. La surface  $c'ec'$  présentée sur la figure 3 est l'une des surfaces concernée par le frottement latérale.

Dans un sol pulvérulent, la résistance ultime d'un ancrage court faiblement enterré ( $H/h < 2$ ) est donnée par l'expression suivante :

$$T_u = b.(P_p - P_a) + \frac{1}{3}K_o.\gamma.(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})H^3 \text{tg}\varphi \quad (2)$$

avec :  $T_u$  = force ultime de l'ancrage ;  $b$  = largeur du bloc d'ancrage ;  $P_p$  et  $P_a$  = butée et poussée des terres par unité de longueur du bloc ;  $K_p$  et  $K_a$  = coefficient de butée et de poussée respectivement ;  $\gamma$  = poids volumique du sol ;  $K_o$  = coefficient de poussée au repos pris égal à 0.4 pour le calcul de l'ancrage ; les dimensions  $H$  et  $h$  sont définies sur la figure 3.

D'après Teng [12], la résistance à la rupture d'un ancrage profond ( $H/h > 2$ ) est approximativement égale à la résistance au poinçonnement d'une semelle dont la base serait située à mi-hauteur de l'ancrage (Terzaghi, [13]).

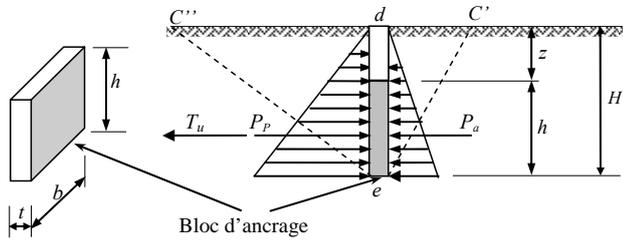


Figure 3 : Détermination de la résistance  $T_u$  d'un bloc d'ancrage.

## 2.2 Méthode d'Ovesen-Brinch Hansen [9]

Brinch Hansen [5] a proposé une méthode pour corriger les résultats de la pression passive tridimensionnelle, cette méthode est basée sur les résultats des essais d'Ovesen [4]. La Figure 4 montre la disposition des blocs dans le massif du sol. L'expression proposée pour le calcul de la résistance ultime de l'ancrage a la forme suivante:

$$T_u = M.(K_p - K_a).p'_o.b.h \quad (3)$$

Avec  $T_u$  = force ultime de l'ancrage ;  $M$  = est le coefficient correcteur pour tenir compte de l'effet tridimensionnel de la résistance passive (Ovesen [4]) ;  $K_p$  et  $K_a$  = coefficient de butée et de poussée donnés par les tables Caquot et Kérisel [14] ;  $p'_o$  = la pression effective à mi-hauteur de l'ancrage ;  $b$  = largeur de l'ancrage ;  $h$  = hauteur d'ancrage.

$$M = 1 + (K_p - K_a)^{0.67} \times \left[ 1.1 \times E^4 + \frac{1.6 \times B}{1 + 5 \frac{b}{h}} + 0.4(K_p - K_a) \frac{E^3 \times B^2}{1 + 0.05 \frac{b}{h}} \right] \quad (4)$$

avec :

$$B = 1 - (b/s)^2$$

$$E = 1 - h/(z + h)$$

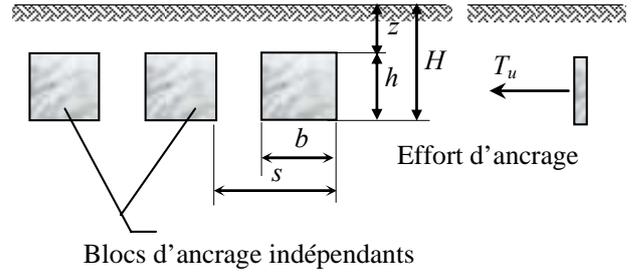


Figure 4 : Méthode de Ovesen-Brinch Hansen [9] (d'après Ovesen [4] et Brinch Hansen [5]).

## 3 PRESENTATION DES CAS ETUDIÉS

Le code FLAC<sup>3D</sup> [10], a été choisi pour étudier le problème d'un bloc d'ancrage isolé supposé carré et défini par sa hauteur  $h$  et sa largeur  $b$  ( $h = b = 1$  m) ; il met simultanément en poussée et en butée un massif de sol purement frottant et homogène; selon l'emplacement du bloc d'ancrage près de la surface, on considère trois cas (Fig. 5) ;  $H/h = 1$ ,  $H/h = 1.5$  et  $H/h = 2$ .

Avec,  $h$  = la hauteur du bloc,  $H$  = la profondeur de la base du bloc. Le déplacement du bloc entraîne les deux forces de sens opposé  $P_p$  et  $P_a$  ; la résultante donne la résistance ultime d'ancrage  $T_u$ .

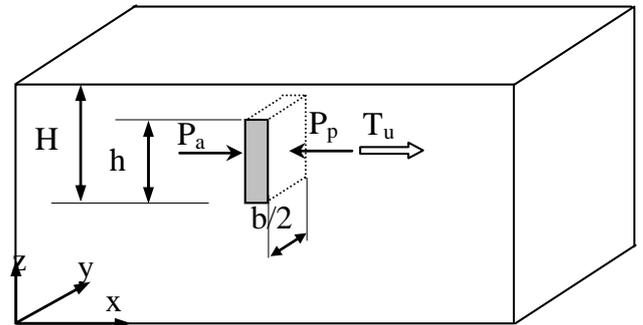


Figure 5 : Présentation du problème.

Dans tous les cas, en raison de la symétrie du problème, seule la moitié du modèle a été pris en considération (Fig. 5). Plusieurs maillages ont été considérés avec une demi largeur du bloc ( $b/2 = 0.5$  m). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones suspectées à forts gradients des contraintes, au voisinage du bloc d'ancrage. Les dimensions du massif adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture n'intercepte pas les frontières.

Dans cette étude, nous avons utilisé trois types de maillages; le premier pour un bloc d'ancrage limité par une surface libre horizontale ( $H/h = 1$ ) ; le deuxième et le troisième pour  $H/h = 1.5$  et  $H/h = 2$  respectivement. Plusieurs maillages ont été considérés pour déterminer l'influence de la taille du modèle et le nombre d'éléments sur la force d'ancrage ; les frontières du massif, ainsi qu'un exemple du maillage adopté sont illustrées sur la figure 6.

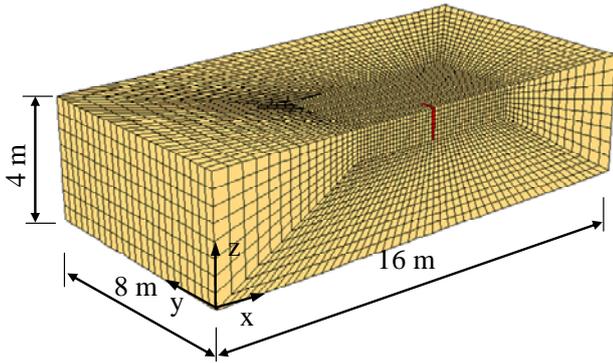


Figure 6 : Maillage utilisé pour le cas d'un bloc limité par une surface libre horizontale ( $H/h = 1$ ).

Les conditions aux limites sont prises en compte, en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure ( $z = 0$ ); pour les limites latérales les déplacements sont bloqués dans les directions  $x$  et  $y$ ; la limite latérale correspond à  $y = 0$  est bloquée dans la direction  $y$ .

Le modèle de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb inclut dans le code FLAC<sup>3D</sup> a été utilisé dans la présente étude; il est caractérisé par le poids volumique  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , un module volumique  $K=30\text{MPa}$ , un module de cisaillement  $G = 11.25 \text{ MPa}$ , une cohésion nulle; l'angle de frottement  $\varphi$  a été varié entre  $20^\circ$  et  $40^\circ$  avec un incrément de  $5^\circ$ ; pour l'angle de dilataance, nous avons utilisé une loi d'écoulement associé ( $\psi = \varphi$ ).

Dans cette étude, le bloc rigide est modélisé par des zones et connecté au sol via des éléments triangulaires d'interface, ayant un comportement de type Mohr-Coulomb. L'interface est caractérisée par un angle de frottement  $\delta$ , une cohésion nulle, une rigidité normale  $K_n=10^9 \text{ Pa/m}$  et une rigidité de cisaillement  $K_s = 10^9 \text{ Pa/m}$ . Les valeurs de rigidité de l'interface sont choisies de manière à simuler un contact rigide entre le sol et le bloc; trois valeurs de l'angle de frottement de l'interface ont été prise en compte dans cette étude  $\delta/\varphi = 0, 1/3, 2/3$ .

La procédure de simulation d'un bloc d'ancrage isolé est basée sur les deux étapes suivantes :

- la détermination de l'état des contraintes initiales sans tenir compte de l'effet de l'installation du bloc d'ancrage sur les contraintes;
- un calcul mécanique de l'effet de la butée et de la poussée du terrain sur le bloc d'ancrage. Dans cette étape, la butée et la poussée du terrain sont générées en imposant une vitesse de déplacement très faible, aux nœuds des éléments qui discrétisent le bloc rigide; le déplacement du bloc dans le sol est accompagné par l'augmentation progressive de la force normale passive des terres  $P_{px}$  et la diminution de la force active  $P_{ax}$ ; finalement, ces forces se stabilisent en indiquant les valeurs des composantes horizontales de la butée et de la poussée. Les coefficients de butée

$K_{p\gamma(3D)}$  et de poussée  $K_{a\gamma(3D)}$  sont donnés par les expressions suivantes:

$$K_{p\gamma(3D)} = \frac{P_{px}}{\gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(z + \frac{h}{2}\right) \cdot \cos \delta} \quad (5)$$

$$K_{a\gamma(3D)} = \frac{P_{ax}}{\gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(z + \frac{h}{2}\right) \cdot \cos \delta} \quad (6)$$

La force d'ancrage est donnée par la relation suivante :

$$T_u = P_{px} - P_{ax} \quad (7)$$

avec :  $P_{px}$  et  $P_{ax}$  = résultantes de la contrainte passive et active normale sur le bloc d'ancrage;  $\gamma$  = poids volumique du sol;  $h$  = hauteur du bloc;  $b$  = largeur du bloc;  $z$  = profondeur au sommet du bloc;  $\delta$  = angle de frottement de l'interface sol-bloc.

#### 4 RESULTATS ET DISCUSSION

Le mouvement de translation d'un bloc d'ancrage enterré, provoque une butée tridimensionnelle; ce problème a été étudié par Soubra et Regenass [7], en utilisant l'approche cinématique de la théorie de l'analyse limite. La figure 7 présente une comparaison entre les coefficients de butée  $K_{p\gamma(3D)}$  obtenus par FLAC<sup>3D</sup> et ceux de Soubra et Regenass [7], les résultats sont donnés pour trois valeurs de l'angle de l'interface,  $\delta/\varphi = 0, 1/3$  et  $2/3$ , et pour cinq valeurs de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .

Les valeurs obtenues par FLAC<sup>3D</sup> sont en accord avec celles de Soubra et Regenass [7], dans le cas d'une interface lisse et un sol ayant un angle de frottement  $\varphi = 20^\circ$ , la différence est 4.2 %; cette différence augmente avec l'accroissement de l'angle de frottement interne du sol et l'angle de frottement de l'interface sol-bloc, elle est de l'ordre de 54.5% pour  $\varphi = 40^\circ$  et  $\delta/\varphi = 2/3$ . La visualisation des zones mobilisées autour du bloc d'ancrage (Fig. 8), montre que le mécanisme de rupture a une forme courbée similaire à celui observée par Meksaouine [6].

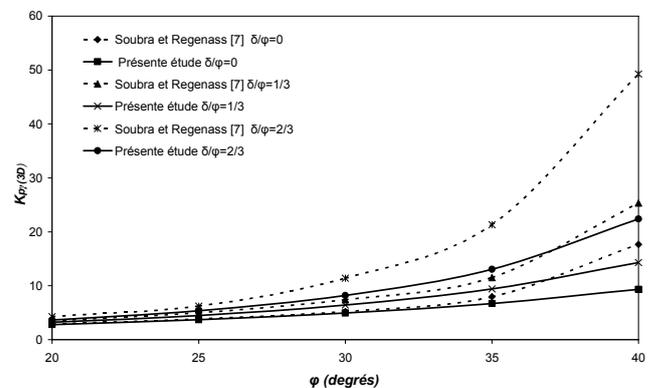


Figure 7 : Comparaison des résultats de la présente étude avec ceux de Soubra et Regenass [7].

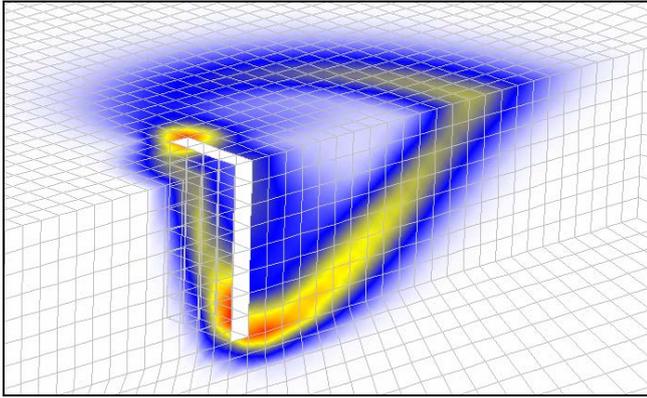


Figure 8 : Distribution des déformations maximales de cisaillement pour  $\varphi=30^\circ$ ,  $\delta\varphi=2/3$  et  $H/h=1$ .

Les figures 9a, b, c montrent une comparaison entre les résistances d'ancrage ultimes obtenues par  $FLAC^{3D}$ , en utilisant la relation (7), et celles calculées par les expressions (2) et (3) proposées respectivement par Teng [12] et Ovesen-Brinch Hansen [9].

Pour un bloc d'ancrage placé à la surface libre du sol ( $H/h=1$ ) et  $\delta\varphi=0$ , les valeurs de  $T_u$  obtenues par la présente étude sont légèrement supérieures à celles d'Ovesen-Brinch Hansen [9], la différence maximale est de l'ordre de 13% pour  $\varphi=40^\circ$  (Fig. 9a). Dans le cas des blocs d'ancrage lisse faiblement enterré (Fig. 9b, c), les résultats de  $FLAC^{3D}$  sont toujours supérieurs à ceux d'Ovesen-Brinch Hansen [9], lorsque  $\varphi=40^\circ$  les différences atteignent 36.9% et 43%, pour  $H/h=1.5$  et  $H/h=2$  respectivement. Par ailleurs, les résultats de la présente étude pour les blocs rugueux et  $\varphi \leq 30^\circ$ , sont en bonne concordance avec la méthode d'Ovesen-Brinch Hansen [9], au-delà de cette valeur de  $\varphi$ , cette méthode surestime la résistance d'ancrage, la différence atteint sa valeur maximale de 35% pour  $\varphi=40^\circ$  et  $H/h=2$ .

La comparaison des résultats de  $FLAC^{3D}$  avec ceux obtenus par l'expression de Teng [12] pour un bloc lisse en utilisant les coefficients de poussée et de butée donnés par les tables de Caquot et Kérisel [14], montre que cette expression sous-estime la résistance d'ancrage et les différences varient de 18% à 55% selon la profondeur et l'angle de frottement interne du sol. Ces différences sont dues probablement à la prise en compte des surfaces latérales planes du mécanisme de rupture au lieu des surfaces courbées.

La comparaison entre les figures 9a, b, c permet de constater l'effet important de l'angle d'interface et de la profondeur  $H$  sur la résistance d'ancrage ultime, la différence entre les résultats d'un bloc placé en surface libre et un bloc enterré avec un rapport  $H/h=1.5$  atteint le double. D'autre part, le rapport entre la poussée et la butée est inférieur à 0.2, ce qui montre l'effet prépondérant de la butée sur la résistance d'ancrage.

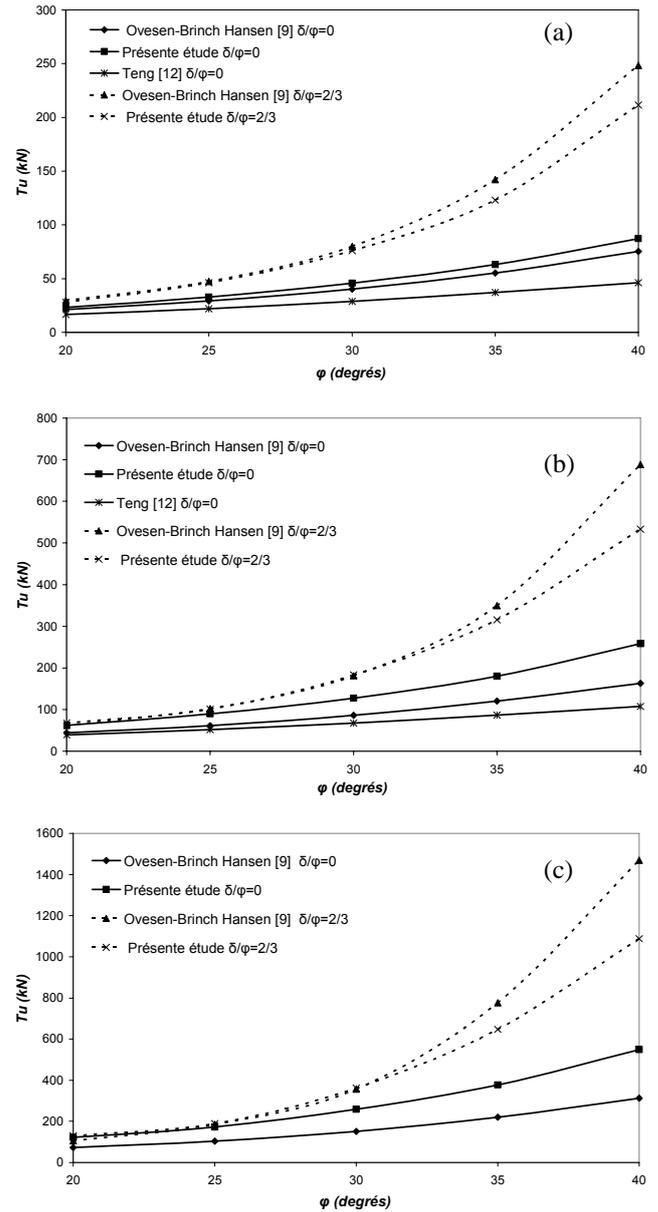


Figure 9 : Comparaison des résultats obtenus par la présente étude et ceux d'Ovesen-Brinch Hansen [9] et Teng [12] (a)  $H/h=1$ ; (b)  $H/h=1.5$ ; (c)  $H/h=2$ .

## 5 INFLUENCE DE LA LARGUER DU BLOC SUR LES PRESSIONS PASSIVES

L'étude numérique des pressions appliquées sur un bloc d'ancrage isolé, a montré l'effet de la largeur du bloc sur les valeurs des pressions passives. Afin d'évaluer l'influence de la largeur du bloc sur les pressions passives, nous considérons le cas d'un bloc vertical défini par sa hauteur  $h$  et sa largeur  $b$ , met en butée un massif de sol frottant homogène et isotrope limité par une surface libre horizontale.

Afin de réduire la taille du modèle étudié, dans tous les cas du problème seul un quart du modèle peut être retenu, cette constatation a été adoptée après un test de vérification. La figure 10 montre le maillage retenu pour la simulation dans le cas de  $b/h=0.5$ , ce maillage est raffiné au voisinage du bloc. Les rapports  $b/h$  considérés dans cette étude sont 0.5, 1, 2, 5 et 10; le maillage utilisé pour la simulation numérique est variable en fonction de  $b/h$ . Les conditions aux limites et le modèle de comportement adopté pour les sol et l'interface, sont les mêmes présentées dans la section.3.

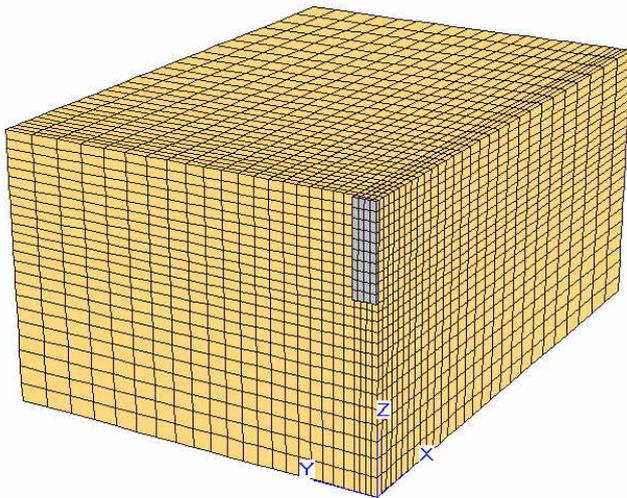


Figure 10 : Maillage utilisé dans le cas de  $b/h=0.5$ .

Afin d'évaluer l'effet de la largeur limitée du bloc, sur les coefficients des pressions passives, nous avons utilisé le code FLAC<sup>3D</sup> pour déterminer les facteurs de forme, définis comme le rapport entre le coefficient de pression passive tridimensionnel  $K_{p\gamma(3D)}$  et le coefficient de pression passive bidimensionnel  $K_{p\gamma(2D)}$ , ce dernier est calculé en considérant les condition d'analyse en déformation plane; les conditions aux limites sur toutes les frontières du massif bidimensionnel, sont illustrés sur la figure 11; le facteur de forme  $s_\gamma$  est donné par la relation suivante :

$$s_\gamma = \frac{K_{p\gamma(3D)}}{K_{p\gamma(2D)}} \quad (8)$$

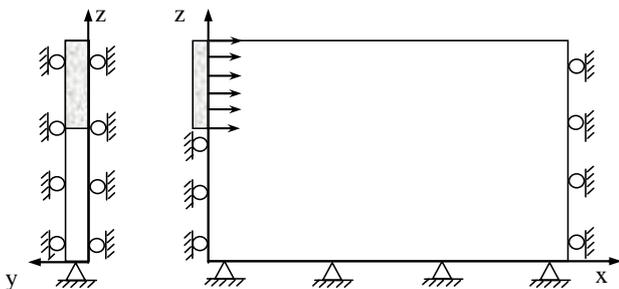
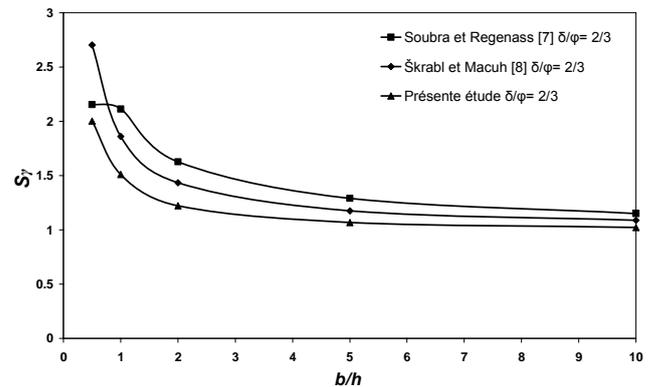
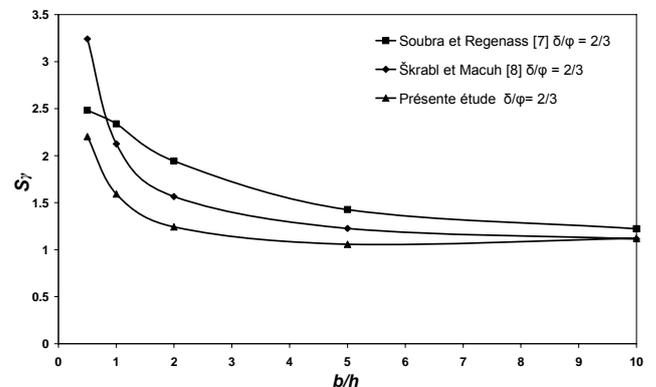


Figure 11 : Conditions aux limites pour l'analyse bidimensionnelle en utilisant FLAC<sup>3D</sup>.

Nous présentons sur les figures 12a, b l'évolution des facteurs de forme  $s_\gamma$  en fonction du rapport  $b/h$  pour  $\varphi = 30^\circ$  et  $35^\circ$ ,  $\delta/\varphi = 2/3$ . Les calculs numériques ont permis de mettre en évidence la variation du facteur de forme  $s_\gamma$ , en fonction de l'angle de frottement interne et le rapport  $b/h$ ; nous pouvons constater que la valeur du facteur de forme  $s_\gamma$  augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement  $\varphi$  et diminue avec l'accroissement du rapport  $b/h$ ; pour les rapports  $b/h > 5$  les résultats des coefficients de pression passive  $K_{p\gamma(3D)}$ , s'approchent aux résultats des calculs bidimensionnels. Les valeurs des facteurs de forme  $s_\gamma$  trouvées par les calculs élasto-plastiques, sont inférieures à ceux de Soubra et Regenass [7] et Škrabl et Macuh [8] obtenus par l'approche cinématique de l'analyse limite.



(a)



(b)

Figure 12 : Variation des facteurs de forme en fonction de  $b/h$  (a)  $\varphi = 30^\circ$ , (b)  $\varphi = 35^\circ$ .

## 6 CONCLUSION

Le problème d'un bloc d'ancrage rigide et isolé, soumis à un mouvement de translation a été examiné. La confrontation des résultats de cette étude avec les deux méthodes présentées dans cet article, montre un bon accord avec la méthode d'Ovesen-Brinch Hansen [9], pour  $\varphi \leq 30^\circ$  et une interface rugueuse, d'autre part la méthode de Teng [12] sous-estime la résistance d'ancrage, à cause de l'hypothèse des surfaces latérales planes du mécanisme de

rupture. Les valeurs de  $K_{p(3D)}$  obtenues par la présente étude sont toujours inférieures à celles trouvées par l'approche cinématique de l'analyse limite. Par ailleurs, une étude numérique a été effectuée pour évaluer l'influence de la largeur d'un bloc d'ancrage sur les valeurs des pressions passives, ainsi que les facteurs de forme  $s_y$ , cette étude a permis de montrer l'augmentation du facteur de forme avec la diminution du rapport  $b/h$ .

Cette étude nous a permis de comprendre le comportement tridimensionnel d'un bloc d'ancrage rigide et isolé, soumis à un mouvement de translation, d'autres perspectives de recherche peuvent concerner l'étude de la poussée et de la butée pour des blocs d'ancrage disposés en groupe, afin d'évaluer l'effet de l'interférence sur les pressions passives et active.

## BIBLIOGRAPHIES

- [1] Zhu D-Y, Qian Q. Determination of passive earth pressure coefficients by the method of triangular slices. *Canadian Geotechnical Journal* 2000; 37:485-491.
- [2] Sokolovski VV. *Statics of granular media*. Pergamon Press; 1965.
- [3] Chen W.F. *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, The Netherlands; 1975.
- [4] Ovesen NK. Anchor slab, calculation methods, and model tests. *Bull. No. 16, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen*, 1964: 5-39.
- [5] Brinch Hansen J. Resistance of a rectangular slab. *Bull. No. 21, Danish Geotechnisk Institut, Copenhagen*, 1966:12-13.
- [6] Meksaouine M. 1993. Etude expérimentale et théorique de la poussée passive sur pieux rigides. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 1993.
- [7] Soubra A-H, Regenass P. Three-dimensional passive earth pressures by kinematical approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2000; 126(11): 969-978.
- [8] Škrabl S, Macuh B. Upper-bound solutions of three-dimensional passive earth pressures. *Canadian Geotechnical Journal* 2005; 42:1449-1460.
- [9] Duncan JM, Mokwa LM. 2001. Passive earth Pressures: Theories and tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, ASCE* 2001; 127(3): 248-257.
- [10] FLAC<sup>3D</sup> Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, version 3.10. Minneapolis; ITASCA Consulting Group, Inc. 2006.
- [11] Costet J, Sanglerat G. *Cours pratiques de mécanique des sols 2. Calcul des ouvrages*. Troisième édition. Paris Dunod; 1983.
- [12] Teng WC. *Calcul des fondations et des murs de soutènement*. Paris: Eyrolles; 1966.
- [13] Terzaghi K. *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley; 1943.
- [14] Caquot A, Kérisel J. *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure, and bearing capacity of foundations*. Paris: Gauthier-Villard; 1948.