

# Méthode simplifiée de calcul d'une paroi sous séisme

## Simplified seismic wall stability analysis

Serratrice J.-F.

CETE Méditerranée, Aix en Provence, France

**RÉSUMÉ :** Une méthode simplifiée est proposée pour rechercher l'équilibre d'une paroi sous l'action d'efforts sismiques pseudo-statiques. Le mécanisme de rupture met en jeu deux coins situés de part et d'autre de l'écran dans un profil du massif. L'équilibre d'un coin est examiné, puis celui de la paroi après avoir évoqué le principe du calcul. Deux exemples sont commentés ensuite. La méthode trouve un prolongement avec l'introduction de pressions d'eau dans le massif afin de comparer les calculs effectués en contraintes effectives à ceux effectués en contraintes totales.

**ABSTRACT:** A simplified method is proposed to find the equilibrium of a wall submitted to seismic induced pseudo-static loads. The failure mechanism involves two wedges on either side of the wall in a transverse profile. The equilibrium of a wedge is examined first and then that of the wall, after referring to the principle of calculation. Two examples are discussed then. The method is extended with the introduction of water pressures in the soil in order to compare effective stresses calculations and total stresses calculations.

**KEYWORDS:** Wall, pseudo-static equilibrium

## 1 INTRODUCTION

Le problème de l'équilibre pseudo-statique d'une paroi est traité ici par une méthode simplifiée d'équilibre de forces. La solution est recherchée pour une application au cas des massifs de sol sollicités à court terme en condition non drainée pendant le temps d'un séisme et pour lesquels la cohésion non drainée constitue le terme principal de résistance du sol. Le cas d'un milieu purement frottant est examiné aussi à titre de comparaison.

Un mécanisme de rupture simplifié est pris en compte, qui met en jeu deux coins situés de part et d'autre de l'écran dans un profil du massif. Le coin amont exerce une poussée sur l'écran. Le coin aval exerce une butée. Au chargement statique constitué par le poids propre des coins s'ajoute un chargement pseudo-statique représenté par deux forces inertielles colinéaires qui s'appliquent à chacun des coins. La cinématique de rupture se manifeste par le glissement des coins sur leurs bases qui constituent une surface de rupture, alors que l'écran vertical est animé d'un mouvement de translation horizontale, comme indiqué sur la figure 1. Les flèches montrent la cinématique des blocs.

## 2 EQUILIBRE D'UN COIN

### 2.1 Présentation et hypothèses

Un premier niveau de calcul consiste à considérer un coin de massif en poussée ou en butée et à chercher l'équilibre des forces en présence ainsi que l'équilibre de leurs moments (figure 2). Ces forces sont le poids propre  $\mathbf{W}$  du coin et la force pseudo-statique d'inertie  $\mathbf{U}$ , la poussée ou la butée  $\mathbf{S}$  apportée par l'écran et la réaction  $\mathbf{R}$  du massif sur le coin. La solution dépend des caractéristiques de résistance  $\mathbf{T}$  du sol le long de la surface de rupture plane AB. Cette résistance est exprimée par la loi de Coulomb, qui est caractérisée par un effort de frottement et un effort de cohésion. La variation de pente de la surface de rupture qui porte le coin (angle  $\beta$ ) aboutit à montrer l'existence d'une poussée maximale et d'une butée minimale.

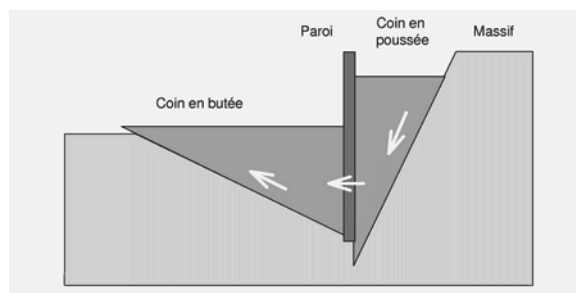


Figure 1. Mécanisme de poussée et de butée de part et d'autre de la paroi.

Par hypothèse, le problème de la stabilité est résolu à deux dimensions dans un profil transversal du massif. Le terrain est homogène. Aux poids propres des coins s'ajoutent des efforts inertiels  $\mathbf{U}$  variables en direction (angle  $\alpha$ ). L'équilibre limite est atteint sur les surfaces de rupture planes qui portent les coins. La réaction  $\mathbf{S}$  de la paroi s'exerce au milieu du parement avec un angle  $\delta$  donné (point D).

### 2.2 Solution

Le graphique de la figure 2 représente le coin ABC en équilibre sous l'action des forces en présence dans le repère  $(A, \mathbf{i}, \mathbf{j})$ . Le segment AB représente la surface de rupture de pente  $\tan \beta$  ( $\beta = (\mathbf{i}, \mathbf{D})$ ,  $\mathbf{D}$  direction de AB). Le poids volumique du sol homogène est  $\gamma$ . Le poids  $\mathbf{W}$  s'applique au centre de gravité G du coin, ainsi que l'effort pseudo-statique  $\mathbf{U}$  de direction  $\mathbf{u}$  et de module connu U (notation : U effort, U module,  $\mathbf{u}$  vecteur unitaire). La direction  $\mathbf{u}$  est donnée par l'angle  $\alpha = (\mathbf{i}, \mathbf{u})$  variable. Le module est une fraction du poids du coin  $U = (a_h / a_v) W$  (rapport des accélérations horizontale et verticale).

La résultante de  $\mathbf{W}$  et  $\mathbf{U}$  est  $\mathbf{P} = \mathbf{W} + \mathbf{U}$ , de direction  $\mathbf{p}$ . L'action de l'écran vertical sur le coin est  $\mathbf{S}$ , de direction  $\mathbf{s}$  telle que  $\delta = (\mathbf{i}, \mathbf{s})$ . Les efforts  $\mathbf{P}$  et  $\mathbf{S}$  sont en équilibre avec la réaction  $\mathbf{R}$  du massif. Cette réaction se décompose en un effort normal  $\mathbf{N}$  et un effort tangentiel  $\mathbf{T}$ ,  $\mathbf{R} = \mathbf{N} + \mathbf{T}$ . La direction  $\mathbf{t}$  de

la composante  $T$  s'oppose au vecteur mouvement  $m$ . Le module  $T$  de l'effort de cisaillement  $T$  est lié au module  $N$  de  $N$  par la loi de Coulomb  $T = N \operatorname{tg} \phi + C$  où  $\phi$  est l'angle de frottement et  $C$  l'effort de cohésion sur la surface de rupture  $AB$ .

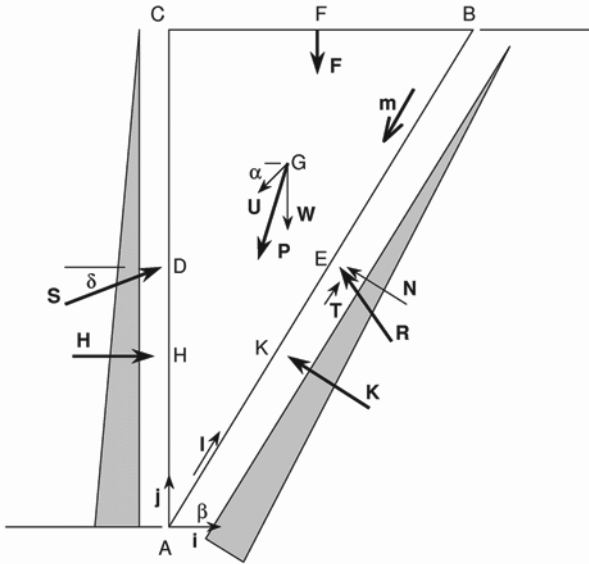


Figure 2. Équilibre d'un coin. Forces en présence et surface de rupture.

En introduisant un effort extérieur supplémentaire  $F$  connu (appliqué en un point  $F$ , de direction  $f$  et de module  $F$ ), l'équilibre du coin est donné par l'équation des forces et l'équation des moments par rapport à l'origine  $A$ . En décomposant la réaction  $R$  en  $N$  et  $T$  au point  $E$  sur  $AB$ , les équilibres des moments et des efforts s'écrivent :

$$P + S + N + T + F = 0 \quad (1)$$

$$M_{PA} + M_{SA} + M_{NA} + M_{FA} = 0 \quad (2)$$

qui aboutissent au système suivant, où les modules  $S$  et  $N$  sont à déterminer, ainsi qu'à l'expression de la distance  $AE$   $d = l_{AE}$  :

$$\begin{aligned} \cos \delta S - (\sin \beta + s \cos \beta \operatorname{tg} \phi) N &= -x_p P + s \cos \beta C - x_f F \\ \sin \delta S + (\cos \beta - s \sin \beta \operatorname{tg} \phi) N &= -y_p P + s \sin \beta C - y_f F \\ d &= (-l_{BC} y_p - 2 l_{AC} x_p) P / 3 + l_{AC} \cos \delta S / 2 - M_{FA} / N \end{aligned} \quad (3)$$

où  $s = 1$  en poussée et  $s = -1$  en butée (pour indiquer la direction  $t$ ),  $l_{AB}$  la distance  $AB$ ,  $l_{AC}$  la distance  $AC$  et  $(x_p, y_p)$  et  $(x_f, y_f)$  les coordonnées des vecteurs unitaires  $p$  de  $P$  et  $f$  de  $F$ .

La cohésion peut être nulle (sol frottant) ou constante le long de la surface de rupture  $AB$ . Dans ce cas, le module de la force de cohésion est  $C = l_{AB} c$  où  $l_{AB}$  est la longueur  $AB$  et  $c$  la cohésion. La cohésion peut être variable et augmenter avec la profondeur  $z$  depuis la surface libre du massif par exemple, suivant la relation  $c = a_{cz} z$  ( $a_{cz}$  coefficient). Dans ce cas, le module de l'effort  $C$  est  $C = a_{cz} h^2 / 2 \sin \beta$  ( $h = l_{AC}$ ).

### 2.3 Cas particuliers

Seul l'équilibre statique est étudié ici ( $U = 0$ ). La hauteur du parement est notée  $h$  ( $h = l_{AC}$ ). L'angle  $\delta$  est nul ( $\delta = 0$ ). L'effort extérieur est nul ( $F = 0$ ). Dans un sol purement frottant ( $c = 0$ ) et pour une longueur unitaire de paroi, l'effort de poussée sur l'écran est donné par la relation  $S = K_a \sigma_v h$ , où  $K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$  est le coefficient de poussée,  $\beta = \pi/4 + \phi/2$  et  $\sigma_v$  la contrainte verticale à la profondeur  $z$  est  $\sigma_v = \gamma z$ . Pour  $z = h/2$ ,  $S = K_a \gamma h^2/2$ .

Dans un sol purement cohérent ( $\phi = 0$ ), le système d'équations se réduit à :

$$\begin{aligned} S - \sin \beta N &= s \cos \beta C \\ \cos \beta N &= W + s \sin \beta C \end{aligned} \quad (4)$$

qui aboutit à la solution  $S = \operatorname{tg} \beta W + s C / \cos \beta$ . Si  $\beta = \pi/4$ ,  $C = \sqrt{2} h c$ , où  $c$  est constante le long de la surface de rupture, si bien que  $S = W - 2 s h c$ .

## 3 EQUILIBRE DE LA PAROI

### 3.1 Principe de calcul

Le calcul simplifié de l'équilibre limite pseudo-statique de la paroi s'obtient en disposant deux coins en opposition de part et d'autre de l'écran (figure 1). Par hypothèse, les surfaces de rupture planes qui portent les coins déterminent la cinématique de rupture du massif. L'écran est animé par un mouvement de translation horizontale.

Comme précédemment, mais pour les deux coins, les efforts  $U$ , dont les modules  $U$  sont une fraction du poids  $W$  des coins, sont appliqués aux points  $G$  et "tournent" autour de ces points en fonction de l'angle  $\alpha = (i, u)$ . Dans ce cas, la direction  $u$  est commune aux deux coins, mais un déphasage peut être introduit si les paramètres qui caractérisent ce déphasage peuvent être évalués en pratique.

Les modules  $S$  des efforts de poussée et de butée appliqués sur la paroi dépendent des angles  $\alpha$  et  $\beta$  et des propriétés de résistance le long des surfaces de rupture dans le massif de sol. Ces actions  $S$  de poussée et de butée sont obtenues en recherchant les propriétés de résistance du sol les plus appropriées pour assurer un équilibre d'ensemble. Il existe un maximum de la force de poussée  $S$  côté amont et un minimum de la force de butée  $S$  côté aval. Ces deux efforts sont égaux pour un jeu particulier des propriétés mécaniques du sol, qui est à rechercher pour justifier l'équilibre de la paroi. Si les propriétés de résistance du sol ne permettent pas de réduire ces efforts, des efforts extérieurs doivent être ajoutés, en admettant un encastrement de la paroi en pied ou en introduisant des ancrages près de la tête.

### 3.2 Exemple

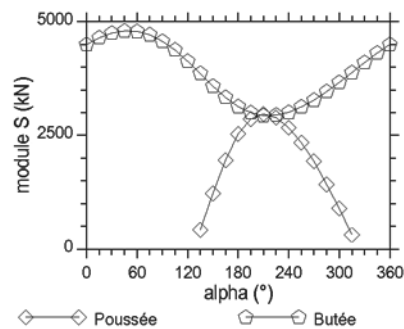


Figure 3. Efforts de poussée et de butée en fonction de l'angle  $\alpha$  pour une résistance du terrain conduisant à l'équilibre de la paroi. Exemple d'un sol purement cohérent.

Les calculs sont effectués avec des angles  $\beta$  (pentes des plans de rupture) et  $\alpha$  (directions des forces d'inertie  $U$ ) variables. Les caractéristiques de résistance du sol  $c$  et  $\phi$  sont ajustées par tirs et essais successifs pour aboutir à l'égalité des modules  $S$  des poussées et des butées. D'où les caractéristiques  $c$  et  $\phi$ , les angles  $\alpha$  et  $\beta$ , puis les différents efforts en jeu. Le graphique de la figure 3 montre les modules des efforts  $S$  de poussée et de butée en fonction de  $\alpha$  lorsqu'un équilibre est obtenu dans un massif purement cohérent ( $\phi = 0$ ). Dans cet exemple,  $\alpha = 210^\circ$  approximativement, le vecteur  $u$  est légèrement plongeant dans une direction défavorable vers l'aval. L'angle  $\beta$  vaut  $\beta = 35^\circ$  dans cette solution.

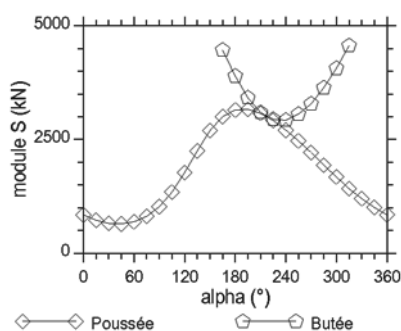


Figure 4. Efforts de poussée et de butée en fonction de l'angle  $\alpha$  pour une résistance du terrain conduisant à l'équilibre de la paroi. Exemple d'un sol purement frottant.

L'exemple d'un sol purement frottant est donné sur la figure 4. Le calcul est effectué en trois itérations sur l'angle de frottement pour aboutir à  $\phi = 29,5^\circ$  et obtenir l'équilibre. L'angle  $\alpha$  vaut  $\alpha = 210^\circ$  environ. Mais les modules  $S$  des forces en présence ne sont pas le maximum de poussée et le minimum de butée comme le montre le graphique ( $\alpha$ ,  $S$ ).

### 3.3 Comparaison avec d'autres méthodes

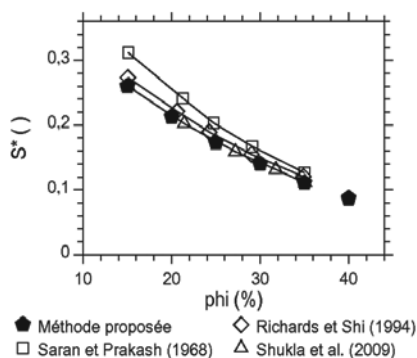


Figure 5. Comparaison des efforts de poussée calculés par différents auteurs et par la méthode proposée (pentagones).

L'estimation des poussées sur un soutènement pendant un séisme est un problème ancien en géotechnique. La solution souvent utilisée, dite Mononobe – Okabe, s'applique au cas d'un sol non cohérent (Okabe, 1926 ; Mononobe, 1929 ; Seed et Whitman, 1970 ; Das, 1998 ; Shukla et al., 2009). Elle est dérivée directement du calcul de l'équilibre d'un coin de Coulomb dans lequel ont été introduits des efforts inertiels quasi-statiques horizontaux et verticaux. Cette solution a été étendue au cas d'un sol cohérent et frottant ( $c - \phi$ ) par Saran et Prakash (1968) en considérant seulement la composante horizontale de l'accélération sismique, puis au cas d'un massif incliné (Saran et Gupta, 2003). Richard et Shi (1994) avaient proposé une autre expression des poussées d'un sol cohérent par une approche en élastoplasticité.

Shukla et al. (2009) proposent une expression de la force de poussée basée sur l'équilibre d'un coin de Coulomb soumis à une accélération verticale et une accélération horizontale. Ces accélérations sont définies par les coefficients multiplicateurs  $k_v$  et  $k_h$  de l'accélération  $g$ . Les calculs paramétriques des auteurs montrent que la pente du plan de rupture décroît avec l'accroissement des coefficients  $k$  et que la décroissance est plus rapide pour les fortes valeurs de ces coefficients. Les efforts de poussée augmentent avec le coefficient  $k_h$ , mais ils décroissent avec  $k_v$ , sauf pour les fortes valeurs de  $k_h$ .

La figure 5 montre une comparaison des méthodes de calcul des forces de poussées sur la paroi proposée par Shukla et al.

(2009). La cohésion du sol  $c$  et la force de poussée  $S$  sont indiquées sous une forme adimensionnelle  $c^*$  et  $S^*$  :

$$c^* = c / \gamma h \quad S^* = S / \gamma h^2 \quad (5)$$

où  $h$  est la hauteur de l'écran et  $\gamma$  le poids volumique du sol. L'expression de Shukla et al. (2009) pour le calcul des poussées sur l'écran résulte de l'équilibre des forces appliquées au coin. Les hypothèses adoptées dans cette étude sont identiques à celles des auteurs. Les résultats obtenus concordent.

La méthode développée dans les paragraphes précédents a été mise en œuvre pour calculer les réponses  $S^*$  en fonction de  $\phi$  dans le cas particulier suivant, qui se rapporte à la figure 5 :  $k_v = 0$ ,  $k_h = 0,10$  soit  $\alpha = 180^\circ$ ,  $a_v = 9,81 \text{ m/s}^2$ ,  $a_h = 0,981 \text{ m/s}^2$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\delta = 0^\circ$ ,  $h = 10 \text{ m}$ ,  $c^* = 0,05$ ,  $c = \gamma h c^* = 9 \text{ kPa}$ .

Tableau 1. Exemples de caractéristiques de résistances non drainées des sols.

$\phi$ ( $^\circ$ )	15	20	25	30	35	40
$S$ (kN)	18,7	15,3	12,5	10,1	8,0	6,2
$S^*$ ( )	0,26	0,21	0,17	0,14	0,11	0,09

Les forces de poussée  $S$  et leurs valeurs adimensionnelles  $S^*$  sont indiquées dans le tableau 1. Les couples ( $\phi$ ,  $S^*$ ) sont reportés sur le graphique de la figure 5 (figurés pleins). Ces résultats coïncident avec ceux de Shukla et al. (2009).

## 4 PRESENCE DE PRESSIONS D'EAU

### 4.1 Expressions simplifiées

Des pressions d'eau sont introduites dans le massif et sur toute sa hauteur. Elles s'appliquent perpendiculairement aux segments  $AB$  et  $AC$  du coin, dans les directions  $\mathbf{n}$  et  $\mathbf{i}$  respectivement. Leur répartition est triangulaire. Leurs résultantes sont notées  $\mathbf{K}$  et  $\mathbf{H}$  respectivement, qui s'appliquent aux points  $K$  et  $H$  comme indiqué sur la figure 2.

Ces pressions interstitielles et les efforts associés peuvent être définis à partir de la contrainte verticale totale  $\sigma_{vA}$  qui règne au point  $A$  dans un champ géostatique  $\sigma_{vA} = \gamma h$  et un coefficient  $r_u$  à définir. La pression interstitielle en  $A$  s'écrit ainsi  $u_A = r_u \sigma_{vA} = r_u \gamma h$ . Les modules  $H$  et  $K$  sont alors, à comparer au poids  $W = \gamma h^2 / 2 \text{ tg}\beta$  :

$$\begin{aligned} H &= r_u h u_A / 2 = r_u \gamma h^2 / 2 \\ K &= r_u h u_A / 2 \sin\beta = r_u \gamma h^2 / 2 \sin\beta \end{aligned} \quad (6)$$

Pour un calcul en contraintes effectives et en présence de pressions d'eau, le coefficient  $r_u$  est non nul ( $r_u \neq 0$ ) et la force  $\mathbf{K}$  vient en déduction de la force normale  $\mathbf{N}$ . La force effective appliquée à l'écran est  $\mathbf{S} - \mathbf{H}$ . Pour un calcul en contraintes totales, le coefficient  $r_u$  est nul ( $r_u = 0$ ) et les forces  $\mathbf{K}$  et  $\mathbf{H}$  sont nulles ( $\mathbf{K} = \mathbf{0}$ ,  $\mathbf{H} = \mathbf{0}$ ). Les équations d'équilibre deviennent :

$$\begin{aligned} \mathbf{P} + \mathbf{S} + \mathbf{N} + \mathbf{T} + \mathbf{H} + \mathbf{K} + \mathbf{F} &= \mathbf{0} \\ M_{PA} + M_{SA} + M_{NA} + M_{HA} + M_{KA} + M_{FA} &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

En introduisant les vecteurs unitaires des directions des efforts, les signes  $s = 1$  en poussée et  $s = -1$  en butée (pour indiquer la direction  $\mathbf{t}$ ),  $l_{AD} = r l_{AC}$  la distance  $AD$  d'application de  $\mathbf{S}$  sur l'écran, fraction de la longueur  $AC$  ( $r$  coefficient pouvant être différent de  $1/2$  ici),  $l_{AE} = d$  la distance  $AE$  et  $(x_p, y_p)$  et  $(x_f, y_f)$  les coordonnées des vecteurs unitaires  $\mathbf{p}$  de  $\mathbf{P}$  et  $\mathbf{f}$  de  $\mathbf{F}$ , puis les coordonnées des vecteurs  $\mathbf{s}$  de  $\mathbf{S}$ ,  $\mathbf{n}$  de  $\mathbf{N}$ ,  $\mathbf{t}$  de  $\mathbf{T}$ ,  $\mathbf{h}$  de  $\mathbf{H}$  et  $\mathbf{k}$  de  $\mathbf{K}$ , les trois premières équations se résolvent en  $\mathbf{N}$  et  $\mathbf{S}$  par le système suivant qui est dérivé du précédent :

$$\begin{aligned} x_s S + (x_n + x_t \text{tg}\phi) N &= \\ x_t (\text{tg}\phi K - C) - x_p P - x_h H - x_k K - x_f F \end{aligned}$$

$$y_s S + (y_n + y_t \operatorname{tg} \phi) N = y_t (\operatorname{tg} \phi K - C) - y_p P - y_h H - y_k K - y_f F \quad (8)$$

tandis que la distance  $d$  vaut :

$$d = I_{AE} = (-I_{BC} y_p - 2 I_{AC} x_p) P / 3 + r I_{AC} x_s S - M_{HA} - M_{KA} - M_{FA} / N \quad (9)$$

#### 4.2 Discussion

Le calcul de l'équilibre du coin est effectué en contraintes effectives en se donnant le coefficient  $r_u$  et l'angle de frottement  $\phi$ . Les calculs en contraintes totales ( $r_u = 0$ ) visent alors à retrouver approximativement le même équilibre pour un sol non drainé frottant ( $\phi_u \neq 0, c_u = 0$ ) ou un sol non drainé cohérent ( $\phi_u = 0, c_u \neq 0$ ). L'introduction de pressions d'eau sous une forme simplifiée aux frontières du coin en poussée permet de mettre en parallèle les calculs en contraintes effectives avec les calculs en contraintes totales. Les calculs montrent que l'équilibre équivalent en contraintes totales s'obtient pour des frottements  $\phi_u$  ou des cohésions  $c_u$  qui croissent avec l'angle  $\phi$ . Les sommes des modules  $S+H$  et  $N+K$  décroissent. Les résistances au cisaillement  $T$  croissent aussi avec  $\phi$ .

D'après ces calculs, quand un sol présente une résistance effective plus grande ( $c$  et  $\phi$ ) ou génère des pressions interstitielles plus faibles (coefficient  $r_u$  plus petit), ce qui est favorable à la stabilité, les résistances non drainées disponibles dans le sol pour maintenir l'équilibre du coin sont plus grandes.

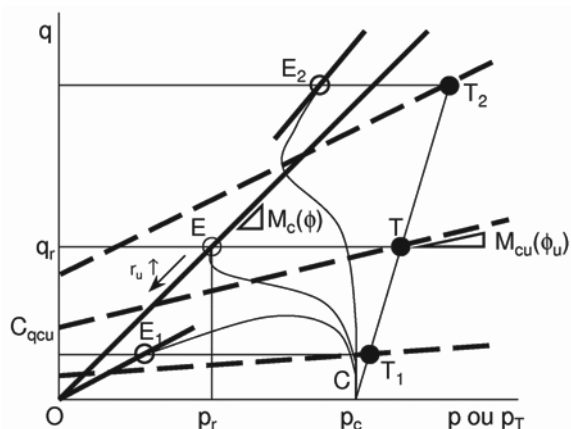


Figure 6. Résistances drainées et non drainées de trois sols exprimées dans le plan des contraintes de l'essai triaxial.

Une illustration schématique du comportement non drainé des sols est indiquée sur le graphique de la figure 6 qui montre le plan des contraintes effectives ( $p, q$ ) superposé au plan des contraintes totales ( $p_T, q$ ) utilisés pour représenter les résultats des essais triaxiaux par exemple ( $p$  contrainte effective moyenne,  $p_T$  pression moyenne totale,  $q$  déviateur). Le chargement d'un sol est représenté par le chemin  $CT$  en contraintes totales à partir de l'état d'équilibre initial  $p_c$  au point  $C$  et par l'arc  $CE$  en contraintes effectives. Ce dernier atteint l'enveloppe de rupture de Coulomb au point  $E$ , dont la pente  $M_c$  dépend de  $\phi$ . Les comportements de deux autres sols sont indiqués aussi (couples de points  $T_1, E_1$  et  $T_2, E_2$ ). Les chemins des contraintes effectives  $CE_i$  s'infléchissent d'autant plus en s'approchant de l'origine  $O$  du plan ( $p, q$ ) que le sol est peu résistant et génère de fortes pressions interstitielles. Le coefficient  $r_u$ , indique cette tendance. En contraintes totales, les résistances des sols s'expriment par les droites pointillées de pentes  $M_{cu}(\phi_u)$  et d'ordonnées à l'origine  $C_{qcu}$  ( $C_{qcu} = 2 c_u$ ) qui portent les points  $T_i$ . Il existe une correspondance directe entre les enveloppes de résistances drainées et non drainées de chacun des sols.

Cette correspondance est unique pour un sol donné. Il y a donc équivalence entre les deux solutions obtenues en

contraintes effectives ou en contraintes totales. Un sol faiblement résistant, ou un sol dont la résistance peut se dégrader, génère de fortes pressions interstitielles à la rupture, avec des coefficients  $r_u$  forts. Au contraire, les sols résistants (et/ou dilatants) génèrent des pressions interstitielles plus faibles, avec des coefficients  $r_u$  faibles. Dans le calcul du coin en poussée, en contraintes totales et en contraintes effectives, les coefficients  $r_u$  ne peuvent pas être donnés indépendamment des propriétés de résistance du sol.

#### 5 CONCLUSION

Une méthode de calcul simplifiée de l'équilibre d'une paroi soumise à des efforts sismiques pseudo-statiques a été proposée, pour une application au cas d'un sol cohérent non drainé à court terme, notamment. La modélisation se fonde sur un mécanisme élémentaire mettant en jeu deux coins de Coulomb séparés par la paroi. Cette dernière est animée d'un mouvement de translation horizontale. Les efforts mis en jeu sont évalués pour assurer l'équilibre de chacun des coins. Ces efforts dépendent des propriétés de résistance mécanique le long des plans de rupture qui portent les coins. La variation de l'orientation des efforts pseudo-statiques inertiels appliqués aux coins montre la présence d'une poussée maximale et d'une butée minimale. Dans la méthode de calcul proposée, les paramètres de résistance du sol sont ajustés afin d'équilibrer ces efforts appliqués à la paroi.

La méthode a été mise en œuvre dans deux exemples, en considérant un sol cohérent, puis un sol frottant. La méthode est comparée aux résultats fournis par d'autres expressions des poussées pseudo-statiques d'un coin sur un écran. Les résultats coïncident avec ceux déduits de l'expression de Shukla et al. (2009).

La méthode de calcul du coin en poussée a été prolongée en introduisant des pressions d'eau dans le massif. Cela permet de comparer les calculs effectués en contraintes effectives à ceux effectués en contraintes totales. Les exemples calculés montrent l'équivalence de deux méthodes qui s'explique par l'existence d'un lien entre les propriétés drainées (en contraintes effectives) et non drainées (en contraintes totales) du sol.

Cette méthode de calcul a été mise en œuvre dans un projet de construction d'un quai dans une région de forte sismicité.

#### 6 REFERENCES

- Das B.M. (1998). Principles of Geotechnical Engineering. PSW Boston, 4<sup>th</sup> Ed.
- Mononobe N. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proc. World Engineering Conf., vol. 9, pp. 274-280.
- Okabe S. (1926) General theory of earth pressure. J. Japan. Soc. Civ. Eng., vol. 12, n° 1.
- Richards R., Shi X. (1994) Seismic lateral pressures in soils with cohesion. J. Geotech. Engng., vol. 120, n° 7, pp. 1230-1251.
- Saran S., Gupta R.P. (2003) Seismic earth pressures behind retaining walls. *Indian Geotechnical J.*, vol. 33, n° 3, pp. 195-213.
- Saran S., Prakash S. (1968) Dimensionless parameters for static and dynamic earth pressures behind retaining walls. *Indian Geotechnical J.*, vol. 7, n° 3, pp. 295-310.
- Seed H.B., Whitman R.V. (1970) Design of earth retaining structures for dynamic loads. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, pp. 103-107.
- Shukla S.K., Gupta S.K., Sivakugan N. (2009) Active earth pressure on retaining wall for c- $\phi$  soil backfill under seismic loading condition. *J. Geotech. and Geoenv. Engng.*, vol. 135, n° 5, pp. 690-696. *J. Geotech. and Geoenv. Engng.*, vol. 136, n° 11, pp. 1583-1585.