

# COMPORTEMENT MECANIQUE DES ARGILES SUR CHEMIN OEDOMETRIQUE AVEC MESURE DE LA CONTRAINTE LATÉRALE

## 1. Introduction

L'état des contraintes existant dans un massif de sol avant qu'il ne soit soumis à des sollicitations d'une construction, est caractérisé par la condition de déplacement latéral nul. Cet état de contrainte est représenté par le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$ , il est défini comme le rapport :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

$\sigma'_h$  : Contrainte effective horizontale,  
 $\sigma'_v$  : Contrainte effective verticale.

Le coefficient  $K_0$  est compris entre  $K_a$  et  $K_p$  qui sont respectivement le coefficient de poussée et le coefficient de butée :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right); K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

C'est sans doute dans les argiles surconsolidées que le coefficient  $K_0$  acquiert sa plus grande importance. Dans l'ignorance de  $K_0$ , on adopte  $K_a$  ou  $K_p$ . L'application pour le calcul des murs de soutènement est évidente, l'intérêt de  $K_0$  est aussi important pour les glissements, ainsi pour expliquer le glissement dans les fondations d'un réacteur à Bradwell, une analyse faite par A.W. Skempton a permis de découvrir que la valeur de  $K_0$  à 11 m était identique au coefficient de pression de terre passive  $K_p$  dont l'expression est la suivante :

$$K_p = \frac{c' \cdot 2 \cos \phi'}{\sigma'_v (1 - \sin \phi')} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

La valeur de  $K_p$  varie avec la cohésion drainée, donc aussi avec la profondeur.

Le développement des contraintes latérales durant la consolidation unidimensionnelle a une grande importance pratique, notamment pour les argiles surconsolidées où les contraintes latérales ont une influence considérable sur les propriétés de déformation de l'argile. La consolidation de ces argiles est essentiellement de la recompression.

Les méthodes basées sur les résultats de l'oedomètre classique et la théorie de la consolidation unidimensionnelle est quelque peu arbitraire car il est supposé que la déformation sous le sol de fondation se produit sous la condition de déformation latérale nulle. L'influence de la contrainte latérale est complètement ignorée. La supposition d'une déformation unidimensionnelle peut être vraie seulement si la déformation latérale est ajustée pour la maintenir égale à zéro.

Poulos et Davis (1972), Simons et Som (1969) ont trouvé que l'utilisation d'une valeur de  $K_0$  incorrecte pour l'estimation de la contrainte horizontale de consolidation a de sérieux effets sur les paramètres de déformation du sol, tel que le module de Young, le coefficient de Poisson et le coefficient de compressibilité volumétrique.

Le premier test de laboratoire fiable pour la détermination de  $K_0$  est développé par Henkel et Bishop (1957) et Bishop (1958). La conception de cet essai a été adoptée par plusieurs chercheurs tels que Davis et Poulos (1963), Brooker et Ireland (1965) [3], Camarilla et Vaid (1972). D'après Chang [3], ce type d'essai donne des valeurs apparentes inférieures à la valeur  $K_0$  qui existe in-situ.

Poulos et David ont développé une nouvelle méthode en 1972 applicable seulement aux sols normalement consolidés.

Nous avons développé notre propre appareil de mesure de  $K_0$ . La cellule oedométrique avec mesure de la déformation latérale, conçue au laboratoire, est composée principalement d'un anneau en laiton de 0.4 mm d'épaisseur et de 76.4 mm de diamètre. Cet appareil permet la mesure de la déformation relative de l'anneau grâce à deux jauges de contraintes diamétralement opposées et collées à l'anneau. Ces deux jauges sont reliées à un pont d'extensométrie (Figure 1) où le résultat est donné sous forme de déformation relative en  $10^{-6}$ , en outre deux jauges de compensation de température ont été utilisées pour minimiser la déformation apparente produite par les variations de température.

H. BENDADOUCHE,  
Maître assistant  
M. KADRI,  
Maître assistant  
Université de Bejaïa

## RÉSUMÉ

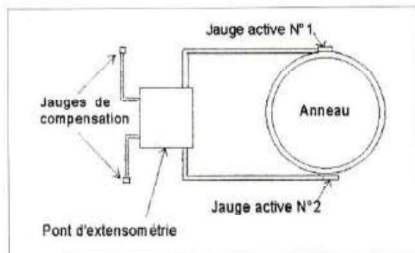
C'est sans doute dans les argiles surconsolidées que le coefficient  $K_0$  acquiert sa plus grande importance du fait de l'augmentation de  $K_0$  avec la surconsolidation.

Dans l'ignorance de  $K_0$ , on adopte  $K_a$  ou  $K_p$ . L'application pour le calcul des murs de soutènement est évidente, l'intérêt de  $K_0$  est aussi important pour les glissements, ainsi pour expliquer le glissement dans les fondations d'un réacteur à Bradwell, une analyse faite par A.W. Skempton [11] a permis de découvrir que la valeur de  $K_0$  à 11m était identique au coefficient de pression de terre passive  $K_p$ .

Nous avons développé notre propre appareil de mesure de  $K_0$ , la cellule oedométrique avec mesure de la déformation latérale, conçue au laboratoire, est composée principalement d'un anneau relié à deux jauges de contraintes. Nous avons analysé l'évolution des contraintes, sur le chemin  $\sigma'_h/\sigma'_v$ , la variation de  $K_0$  avec O.C.R et comparé nos résultats avec ceux obtenus par d'autres chercheurs. Enfin nous avons fait le point des techniques de mesure de  $K_0$ .

## MOTS CLÉS

Coefficient des terres au repos  
 $K_0$  - surconsolidation - O.C.R -  
chemin de contrainte - corrélation.

Figure 1 : Schéma de l'appareil de mesure  $K_0$ 

Les jauges employées sont du type flat 6 dont la déformation limite est de 3%,

## 2. Caractéristiques des matériaux et appareils

### 2.1 Matériaux utilisées

- a) Argile jaune
- b) Argile blanche
- c) Argile C

### 2.2 Préparation de la pâte

Le complexe eau + poudre est mélangé à l'aide d'un malaxeur avec plusieurs vitesses à une teneur en eau égale à 1.5 fois la limite de liquidité  $W_L$ . On adopte au début une faible vitesse pour terminer avec une grande vitesse quand le mélange devient visqueux en veillant à déplacer fréquemment l'outil malaxeur de manière à obtenir une pâte homogène sans floculats. On laisse ensuite le malaxeur en marche pendant 30 mn environ.

On recouvre la pâte d'une mince couche d'eau de manière à avoir une bonne saturation du matériau puis le récipient d'une feuille de plastique évitant ainsi toute évaporation. Ce mélange est laissé au repos pendant 24 heures.

### 2.3 Mise en place du consolidomètre

Le consolidomètre est constitué essentiellement d'un tube d'acier de 10 cm de diamètre et  $S = 78.5 \text{ cm}^2$  dont les parois intérieures ont été graissées. Le tube, muni d'un fond de tube est mis en place dans un sseau rempli par la suite d'eau ; le tube n'est pas posé directement sur le fond du sseau mais par l'intermédiaire d'un piston troué placé de manière à permettre la circulation d'eau entre le tube et le sseau.

Deux pièces poreuses (type moquette) sont intercalées entre les pistons haut et bas et le matériau.

La pâte est ensuite remalaxée avant d'être versée par petites quantités dans le tube, en rajoutant fréquemment de l'eau. On arrête le remplissage avant le raz-bord pour permettre une mise en place analogue au fond du tube. Une fois le tube

rempli, on laisse l'argile se sédimer pendant un ou deux jours avant de commencer le chargement. On effectue le premier chargement avec un poids de 10 kg ; les autres chargements de 20 kg sont mis en place par étape de 24 heures pour atteindre finalement un chargement de 80 kg ce qui correspond à une contrainte d'environ 1 bar. Le dernier incrément est laissé pendant une période de 1 mois de manière à développer la consolidation secondaire. Une partie non négligeable de la charge appliquée est absorbée par le frottement sol-tube.

### 2.4 Caractéristiques des matériaux utilisés

#### 2.4.1 Matériaux sous forme de poudre déshydratée (Tableau 1)

| Matériaux      | W1% | Ip% | % 2 $\mu$ m | %80 $\mu$ m |
|----------------|-----|-----|-------------|-------------|
| Argile jaune   | 40  | 20  | 47          | 96          |
| Argile blanche | 61  | 30  | 67          | -           |

Tableau 1 : Matériaux sous forme de poudre déshydratée.

#### 2.4.2 Matériau in-situ remanié

| Matériaux | W1% | Wp% | Profondeur | Sondage |
|-----------|-----|-----|------------|---------|
| Argile C  | 51  | 24  | -8.50m     | SC9     |

Tableau 2 : Matériaux in-situ remaniés.

Les prélèvements ont été effectués au moyen d'un carottier triple 131K2, après extraction du carottier, les échantillons ont été placés dans des conteneurs en plastique puis paraffinés. Ces conteneurs ont été stockés dans une cave du laboratoire et recouverts d'une feuille de plastique sous laquelle on a placé des sceaux d'eau.

## 3. Expression de $K_0$

Avant d'étudier les différentes expressions de  $K_0$ , on a voulu rappeler quelques notations em-

ployées dans la suite de ce chapitre.

**K<sub>on</sub>** désigne la valeur du rapport  $\sigma'_h/\sigma'_v$  pour un sol normalement consolidé.

**K<sub>oc</sub>** désigne la valeur du rapport  $\sigma'_h/\sigma'_v$  pour un sol surconsolidé.

**OCR** désigne la valeur du rapport  $\sigma'_{vm}/\sigma'_v$  : c'est le rapport de surconsolidation

**K<sub>a</sub>** et **K<sub>p</sub>** Coefficient de poussée et de butée.

### 3.1 En fonction du coefficient de Poisson

Pour un matériau isotrope et en supposant :  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ , les équations générales de l'élasticité nous donnent la formule suivante :

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

### 3.2 En fonction de $\phi'$

#### 3.2.1 Sol normalement consolidé

Plusieurs formules ont été proposées pour estimer  $K_o$  notamment celle de Jaky [8] (1944) qui suppose une distribution parabolique de la contrainte le long d'une horizontale,

$$K_o = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \left( 1 + \frac{2}{3} \sin \phi' \right)$$

pour laquelle a été proposée la formule suivante:

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

Le coefficient apparaît alors comme une caractéristique intrinsèque. Des corrélations avec l'indice de plasticité  $I_p$  et l'angle de frottement interne sont données dans les figures 2, 3 d'après Brooker et Ireland.

La partie linéaire du graphe ( $0 < I_p < 30$ ) a pour équation :  $K_{on} = 0.441 + 0.0066 I_p$

Elle donne des valeurs supérieures à celle de Flavigny [5].

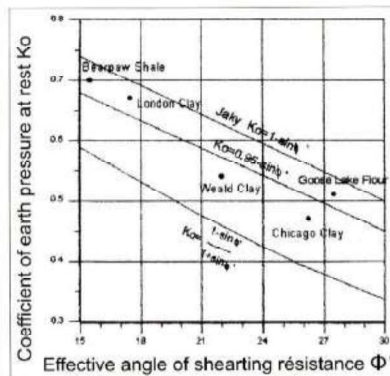


Figure 2: Corrélation entre  $K_o$ ,  $\phi'$ .

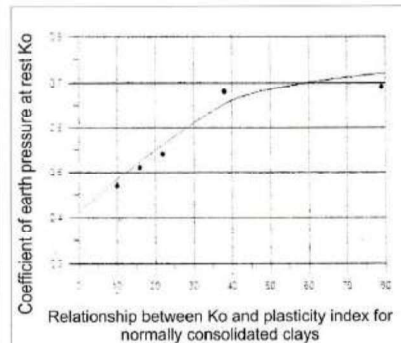


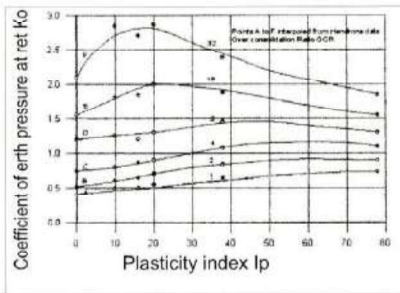
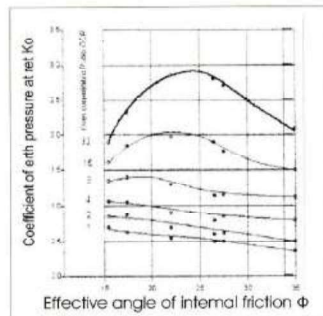
Figure 3 : Corrélation entre  $K_o$ ,  $I_p$ .

#### 3.2.2 Argile surconsolidée

Une argile est surconsolidée si elle a subi dans son histoire de chargement, une contrainte supérieure à la contrainte actuelle. La valeur de  $K_{oc}$  augmente avec la surconsolidation, la relation entre ces paramètres peut être formulée comme suit :

$$K_{oc} = K_{on} (OCR)^m \text{ avec } m \text{ compris entre } 0.4 \text{ et } 0.5$$

Les figures 4 et 5 montrent des corrélations de  $K_{oc}$  avec l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne (d'après Brooker).

Figure 4: Corrélation entre  $K_o$ ,  $I_p$  et OCRFigure 5: Corrélation entre  $K_o$ ,  $\phi'$  et OCR.

#### 4. Résultats et analyse des essais

Les figures 6, 7 et 8 montrent les chemins suivis notamment dans le plan ( $\sigma'_h$ ,  $\sigma'_v$ ).

Figure 6: Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

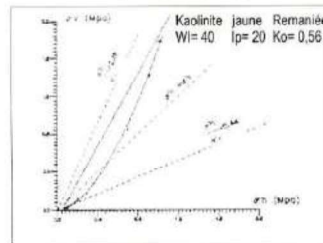


Figure 7: Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

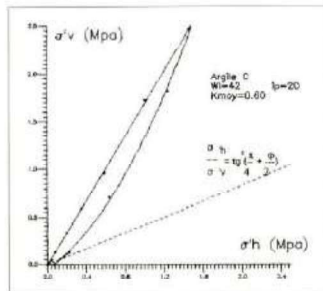


Figure 8: Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

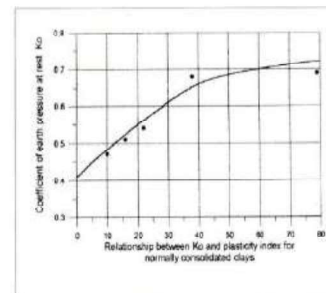
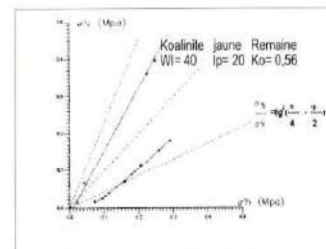


Figure 9: Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.



influencé par le gonflement qui est dû à la diminution de la pression négative de l'échantillon;  
- à la fin du déchargement quand on annule la contrainte verticale, on observe une contrainte

**Figure 10 :** Évolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale

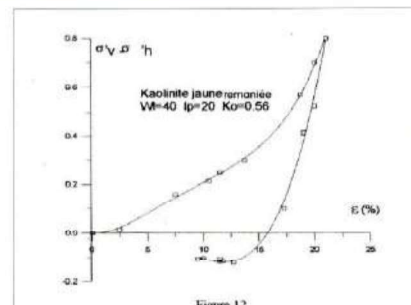
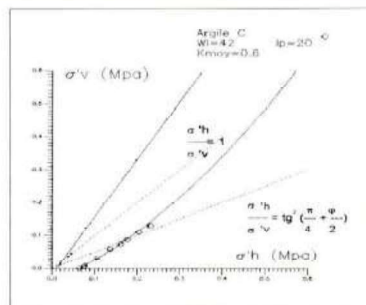
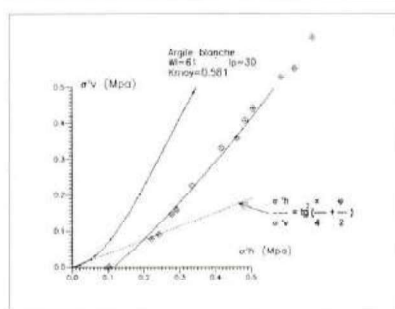


Figure 12



**Figure 11 :** Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

résiduelle horizontale générée par la déformation permanente.

Le tableau 3 ci-dessous donne certaines valeurs caractéristiques de OCR des matériaux utilisés dans les essais.

| Matériau       | 1  | Ip | φ'   | Kon  | Valeur de OCR         |      |
|----------------|----|----|------|------|-----------------------|------|
|                |    |    |      |      | Ko=1 limite extension |      |
| Argile jaune   | 40 | 20 | 23°  | 0.56 | 32.5                  | 32.5 |
| Argile C       | 51 | 24 | 22°  | .60  | 41                    | 4.45 |
| Argile blanche | 60 | 30 | 25.7 | .59  | 0.53                  | 32.4 |

**Tableau 3 :** Valeurs caractéristiques de O.C.R.

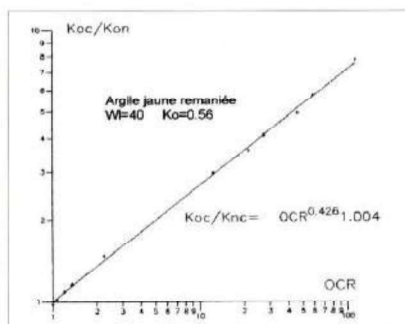
La figure 12 montre dans un système habituellement employé dans les triaxiaux qu'en-décharge le déviateur commence par diminuer -s'annule et devient négative avant de couper pour l'axe de déformation (16.5 %). L'échantillon se trouve alors dans un état d'extension drainée.

Les figures 13, 14 et 15 montrent la variation du rapport  $Koc/Kon$  avec OCR de chaque matériau. On remarque que la linéarité dans le plan log est moins évidente pour l'argile blanche et l'argile jaune, à mesure que la limite de liquidité et le degré de surconsolidation augmentent. Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.

Pour l'argile jaune, les résultats expérimentaux sont en accord avec la relation de Smith.

$$Koc = Kon \cdot (OCR)^m \text{ avec } m = 0.43$$

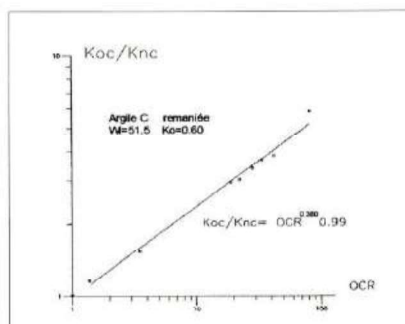
| Matériaux      | $Koc/Kon = a \cdot OCR^m$ | m     |
|----------------|---------------------------|-------|
| Argile jaune   | $1.004 \cdot OCR^m$       | 0.426 |
| Argile C       | $0.990 \cdot OCR^m$       | 0.380 |
| Argile Blanche | $0.979 \cdot OCR^m$       | 0.443 |



**Figure 12 :** Variation du déviateur avec la déformation relative

**Tableau 4 :** Variation du déviateur avec la déformation relative.

**Figure 13 :** Variation de OCR en fonction de  $Koc/Kon$ , Argile Jaune.



**Figure 14 :** Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

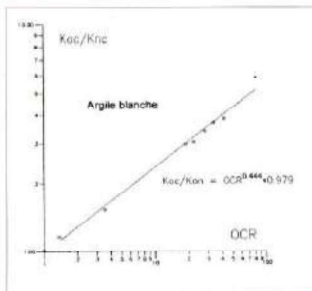


Figure 15: Variation de OCR en fonction de Koc/Kon, Argile blanche

Flavigny propose, entre  $m$  et  $K_{on}$ , la corrélation suivante :

$$m = 1 - K_{on}$$

Il a aussi proposé entre  $K_{on}$  et  $I_p$  la corrélation:  $K_{on} = 0.2 + 0.0039 I_p$

A l'approche de la rupture passive, il y'a réorientation des particules et dans le cas d'un matériau saturé, la teneur en eau augmente et le matériau se ramollit pour reprendre un état normalement consolidé pour cette raison précise on ne constate pas de fissuration à la fin des essais

## 5. Mesures en place

### 5.1 Mesure de $K_o$

Plusieurs méthodes de mesures de  $K_o$  ont été développées pour la mesure de la contrainte horizontale.

- La fracturation hydraulique ;
- Le pressiomètre autoforeur ;
- Cellules de charges ;
- Cône Penetration Test ;
- Dilatomètre ;
- Vane test.

Pour estimer  $\sigma'_h$ , Marchetti propose l'équation suivante :

$$K_o = [K_d/1.5]^{0.47} - 0.6$$

$K_d$  : Coefficient propre au dilatomètre.

Chacune de ces méthodes a ses propres limites. Certaines de ces limites sont bien exposées dans la thèse de Flavigny. Le tableau 5 ci -après montre que dans la plupart des cas, les valeurs obtenues in-situ sont supérieures à celle obtenues au laboratoire.

Sur le site de Cran, F. Baguelin, J.F Jézequel et A. Lemehauté [2] ont comparé entre elles diverses méthodes habituelles. Ils ont constaté que les essais triaxiaux de type drainé à déformation nulle donnent les valeurs les plus faibles. La méthode de fracturation hydraulique donne les valeurs les plus élevées.

| Auteur          | Appareil                        | Site           | W1 | $K_o$ in situ | $K_o$ labo  |
|-----------------|---------------------------------|----------------|----|---------------|-------------|
| Massarch (1975) | Cellule Glotz                   | Ska Ebby       | 54 | 0.58 à 0.62   |             |
| Bjerrum         | Fracturation. Konnerud Hydrique | Konnerud       | 61 | 0.60          | 0.49        |
|                 |                                 | Konnerud       | 30 | 0.50          | 0.49        |
|                 |                                 | Sundland       | 38 | 0.55          | 0.45 à 0.53 |
|                 |                                 | Studen Terlund | 35 | 0.60          | 0.50        |

Tableau 5 : Valeur de  $K_o$  in-situ

### 5.2 Mesure de OCR

On peut obtenir également, à partir de certains appareils, le degré de surconsolidation :

- dilatomètre de Marchetti
- C.P.T
- Vane-test

Pour le Dilatomètre, Marchetti propose la corrélation suivante :

$$OCR = (0.5K_a)^{1.56}$$

## 6 . Mesures de $K_o$ à l'aide du triaxial

Pour limiter les déplacements au cours des mesures de coefficient de transmission, nous avons utilisé des jauges extensométriques, les valeurs expérimentales seront ainsi très proches du coefficient des terres au repos. Pour empêcher les déplacements latéraux par un rattrapage successif, un appareillage asservi est nécessaire. Fethi et Josseaume [6] ont utilisé un appareil triaxial spécial couplé à un micro-ordinateur pour leur essai  $K_o$ . Afin de montrer l'importance d'avoir un déplacement nul, des mesures effectuées par Terzagui sur un mur de soutènement de 37 m de haut les résultats suivants furent trouvés.

- sable meuble sec  $\sigma_3/\sigma_1 = 0.40$
- sable saturé  $\sigma_3/\sigma_1 = 0.60$

Si la paroi se déplaçait de 1/2500 de la hauteur, les valeurs précédentes tombent à 0.28 et 0.22 Pour un déplacement de 5/2500: les valeurs précédentes tombent à 0.24 et 0.16

### 6.1 Mesures de Geuze

Les mesures de Geuze avec son appareil triaxial sur la tourbe, pour un essai lent trouve que  $\sigma_2/\sigma_1$  diminue dans le temps quand  $\sigma_1$  reste constant,

### 6.2 Mesures de Brooker et Irland

Brooker et Irland dans un appareil où les conditions de déplacement latéral nul sont réalisées par une contre-pression, 5 argiles sont testées: celle de Chicago, Goose like flour, de Londres, de Bearpaw, Shales et de Weals. Pour les argiles normalement consolidées le coefficient  $K_0$  varie de 0.46 à 0.7, pour les argiles surconsolidées, la valeur de  $K_0$  croît en fonction du rapport de consolidation, la valeur maximum de  $K_0$  est celle du coefficient de butée.

### 6.3 Mesure de Vellupilai [12]

L'auteur a effectué des essais  $K_0$  sur le kaolin. Les principaux résultats sont comme suit :

- la valeur de OCR est égale à 2 pour  $K_0=1$ ;
- au début de l'essai la valeur de  $K_0$  atteint 0.56;
- à partir de 200 KPa la valeur de  $K_0$  se stabilise à 0.64;
- au bout de 2 mois, la valeur de  $K_0$  passe de la valeur 0.68 à la valeur de 0.73.

## 7. Mesures de Abi Nadjm [1] sur l'argile et le sable à l'aide d'anneaux dynamométriques

### 7.1 Caractéristiques des Matériaux utilisés

| Matériau         | W1 | $\Phi'$ |
|------------------|----|---------|
| Argile           | 49 | 23°     |
| Sable de Verdier | -  | 32.6°   |

### 7.2 Description

L'appareil de Abi Nadjm est composé essentiellement de deux demi-cylindres en acier relié à un anneau dynamométrique.

### 7.3 Analyse des essais

#### -Argile noire

Abi-Nadjm a effectué un essai sur l'argile noire (Figures 16, 17), il constate que pour un O.C.R. = 35, l'état de contraintes s'approche de l'enveloppe limite en extension drainée (point P) avant de se confondre avec l'enveloppe limite et rejoindre l'origine. Bien entendu, les conditions qu'impose l'essai, empêchent l'écoulement du matériau.

L'auteur trouve que pendant la décharge une valeur de  $K_0$  égal à 1 pour un rapport de surconsolidation de 2.4 et il remarque que la relation (LogKoc-LogOCR) n'est plus linéaire au-delà d'une valeur de OCR égal à 15, la courbe a ensuite tendance à décroître au lieu de croître comme c'est le cas dans nos résultats et ceux de Flavigny dans ses essais sur l'argile de Chalais. L'état de contrainte s'approche de l'enveloppe limite quand la valeur de OCR atteint sa valeur maximale.

$K_0$  est compris entre  $K_a$  et  $K_p$ .

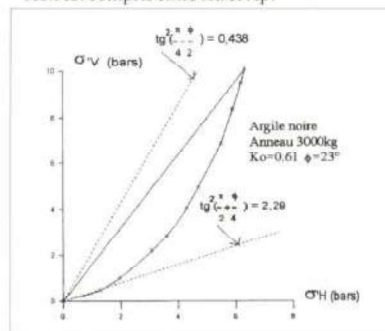


Figure 16 : Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

#### - Sable de Verdier

On remarque que dans la phase chargement, la valeur de  $K_0$  reste constante en accord avec la formule de Jaky.

Tableau 6 : Caractéristiques des matériaux utilisés (Abi Nadjm).

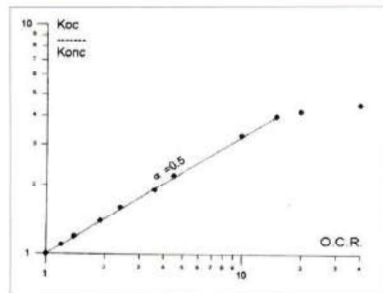


Figure 17: Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

la valeur de  $K_0$  est assez proche de  $K_a$ . En rechargement à partir de l'origine, la valeur de  $K_0$  diminue légèrement par rapport au premier chargement. Comme c'est le cas pour l'argile noire, on ne remarque pas de contrainte horizontale résiduelle.

## 8. Mesures de Orliac [9] sur les sables et les billes à l'aide d'anneaux dynamométriques et jauges

Deux types d'appareils sont utilisés, le premier est composé de deux demi-cylindres en acier, le deuxième est un cylindre entier. Il a utilisé deux moyens de mesures de déformations : en premier lieu les anneaux dynamométriques puis des jauges de contraintes horizontales et verticales.

### 8.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

| Matériaux      | D60 | Cu D10/D60 | $\Phi'$ au Triaxial | $\Phi'$ Cisaillement direct | $\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup> |
|----------------|-----|------------|---------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Sable de labo  | 0.5 | 1.66       | 36                  | 34 à 36                     | 1.5                          |
| Sable de Rance | 0.3 | 2.7        | 40                  | 38 à 40                     | 0.45                         |
| Petites billes | 0.2 | 1.7        | 27                  | 23 à 25                     | 1.85                         |
| Grosses billes | 0.4 | 1.25       | 25                  | 23 à 25                     | 0.85                         |

Tableau 7: Caractéristiques des matériaux utilisés (Orliac).

### 8.2 Essais avec appareillage équipé d'anneaux dynamométriques

#### 8.2.1 Description

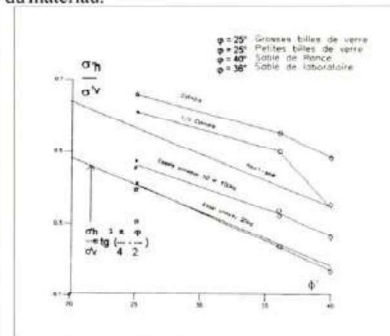
Il est composé essentiellement de deux demi-cylindres en acier rempli du matériau à étudier. Ces deux demi-cylindres sont solidarisés par deux anneaux dynamométriques.

#### 8.2.2 Résultats des mesures

Nous présentons dans le tableau ci-dessous, les valeurs du coefficient de transmission au cours de la charge pour chaque essai en indiquant les charges maximales  $\sigma'_1$  appliquées.

#### 8.2.3 Analyse des essais

On constate que le coefficient de transmission diminue au début de l'essai et tend vers un palier. Notons que la valeur du coefficient initial est peu précise et qu'elle dépend du mode de mise en place. Par conséquent le coefficient de transmission diminue. Les résultats sont reportés sur la figure 18, en fonction de l'angle de frottement du matériau.



Les essais avec l'enveloppe la plus déformable (essais avec anneau de 20 kg) donnent des résultats très voisins du coefficient de poussée  $K_a$ .

La figure 19 montre l'effet des cycles sur le coefficient  $K_0$ , à noter que le coefficient  $K_0$  varie peu au début de chaque rechargement mais la diminution s'accroît avec l'augmentation des contraintes. On remarque notamment que les cycles ont pour effet de rigidifier le matériau comme c'est le cas dans les essais oedométriques.

### 8.3 Essais avec appareillage équipé de jauges extensométriques

Des jauges extensométriques ont été utilisées

Figure 18 : Variation de  $K_0$  en fonction de l'angle de frottement (Orliac 1966).

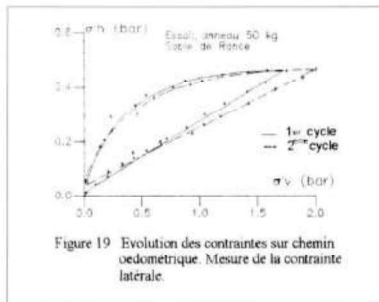


Figure 19 : Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

pour limiter au maximum les déplacements au cours des mesures du coefficient de transmission. Les valeurs expérimentales ainsi obtenues seront donc très proches du coefficient des terres au repos.

### 8.3.1 Résultats des mesures

Dans les 2 tableaux ci-dessous, sont résumés les valeurs du coefficient de transmission moyen obtenues pour chaque essai au cours de la première charge.

| Matériaux      | Appareil triaxial | Anneau 20 Kg Demi-cylindre | Anneau 50 Kg Demi-cylindre | Anneau 100 kg Demi-cylindre |
|----------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| Sable de labo  | 0.48              | 0.281                      | 0.358                      | 0.330                       |
| Sable Rance    |                   | 0.217                      | 0.297                      | 0.340                       |
| Grosses billes |                   | 0.437                      | 0.472                      | 0.453                       |
| Petites billes |                   | 0.312                      | 0.400                      | 0.407                       |

Tableau 8 : Coefficient de transmission moyen : Anneaux (Orliac).

|                | Jauges Demi cylindre | Jauges (Cylindre) |
|----------------|----------------------|-------------------|
| Sable labo     | 0.515                | 0.57              |
| Sable rance    | 0.35                 | 0.48              |
| Grosses billes | 0.61                 |                   |
| Petites billes |                      | 0.64              |

Tableau 9 : Coefficient de transmission moyen : Jauges (Orliac).

### 8.3.2 Analyse des essais

Les essais avec l'enveloppe très peu déformable

(essais avec jauges extensométriques) donnent des valeurs très supérieures à  $K_0 = 1 - \sin \phi'$

## 9. Mesures de Flavigny sur l'argile à l'aide de jauges

La figure 20 montre les chemins suivis notamment dans le plan  $(\sigma'_h, \sigma'_v)$ . On remarque la même allure que dans nos essais.

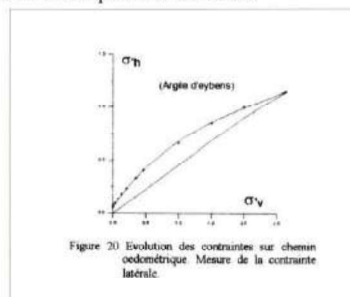


Figure 20 : Evolution des contraintes sur chemin oedométrique. Mesure de la contrainte latérale.

Le tableau 10 ci-dessous donne les caractéristiques des matériaux utilisés par Flavigny et certaines valeurs caractéristiques comme  $K_0$  et  $m$ .

| Matériaux     | Wl   | Ip   | $K_0$ | $m$  |
|---------------|------|------|-------|------|
| Croix rouge   | 58   | 29   | 0.445 | 0.44 |
| Saint Geoires | 57   | 22   | 0.58  | 0.56 |
| Kaolin        | 53   | 21   | 0.58  | 0.35 |
| Eybens        | 37.1 | 17.8 | 0.44  | 0.39 |

Tableau 10 : Caractéristiques des matériaux utilisés (Flavigny)

## 10. Conclusion

Au début des essais effectués, le coefficient de transmission augmente avant de se stabiliser ; cette augmentation s'accroît dans les enve-

## BIBLIOGRAPHIE

[1] c. Abi Nadjm : "Techniques d'amélioration de la portance du sol". Docteur ECP. 1983.

[2] F. Baguelin, J.F. Jezequel A. le Mehaute : "Mesure des caractéristiques des sols par autoforage". Bulletin de liaison Laboratoire des ponts et chaussées, 1976.

[3] E. Brooker, O. Iirland and E.W. Herbert : "Earth pressures at rest related to stress history". Canadian geotechnical journal, vo. 11. n°1 february 1965.

[4] M.F. Chang, Z. C. Moh, H. H. Liu and S. Viranuvut : "A method for determining the in situ  $K_0$  coefficient". Conference international de Tokyo, 1977.

[5] E. Flavigny : "Trois aspects des propriétés mécaniques des sols". Thèse docteur INP Grenoble, 1978.

[6] H. Josseume et A. Fethi : "Loi de comportement des sols raides. Détermination de la courbe d'état limite de l'argile de Romainville". Rapports des laboratoires Ponts et Chaussées. 1988.

[7] Hocine Bendadouch : "Les modules en mécanique des sols". Thèse de docteur E.C.P. 1993.

...

• • •

[8] J. Jaky : "The coefficient earth at journal of the society of hugarian architects and engineers". Vol. 78, n°22, p.355-358, 1944.

[9] M. Orliac "Contribution à l'étude du coefficient de transmission de contrainte de matériaux pulvérulents limités par des enveloppes cylindriques déformables". Faculté des sciences Grenoble. Thèse de docteur, 1966.

[10] W. Paul Mayne : "Determining OCR in Clay from laboratory strength". Journal of geotechnical engineering, Vol. 114 n°1 Member, ASCE, January 1988.

[11] A.W. Skempton : "Horizontal stress in over consolidated Eocen clay", 1963.

[12] Veluppilai Nadarajah : "Détermination of  $K_0$  values for Kaolin and some field application". 4<sup>th</sup> southeast asian conference on soil engineering Kuala Lumpur, Malaysia April 1975.

loppes très déformables (Anneau de 20 kg). Cette dernière augmentation du coefficient de transmission avec la contrainte peut s'expliquer par une diminution parallèle de l'angle de frottement donc augmentation de  $K_0$  comme l'ont montré de nombreux auteurs ainsi que des essais de cisaillement directs effectués sur les matériaux étudiés. Au terme de cette augmentation,  $K_0$  devient en général pratiquement rectiligne.

Les essais sur différents types d'appareils montrent que l'allure du cycle est imposée par les caractéristiques de l'enveloppe qui prédominent, sur la nature du matériau. On remarque qu'une enveloppe très peu déformable donc à grande épaisseur, donne un fort coefficient de transmission lors de la charge et une valeur proche à la décharge tandis qu'une enveloppe très déformable donne un faible coefficient de transmission lors de la charge et de fortes valeurs à la décharge. Le coefficient de transmission est donc fonction de la déformabilité de l'enveloppe.

Les essais avec une enveloppe très peu déformable (essais avec jauges extensométriques) donnent des valeurs supérieures à  $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ . Les essais avec une enveloppe très déformable (essais avec anneaux dynamométriques) donnent des valeurs très inférieures à  $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ .

Il semble que  $K_0$  diminue avec le temps comme le montre Geuse et Brookern ■