

ANALOGIES ENTRE SABLES, ARGILES, ET ROCHES TENDRES : INTRODUCTION À UNE SYNTHÈSE DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES TERRAINS

ANALOGY BETWEEN THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF SANDS, "REMOULDED" CLAYS AND SOFT ROCKS

J. BIAREZ, *Professeur, École Centrale Paris*

A. GOMES CORREIA, *Professeur, Instituto Superior Técnico - Lisbonne*

S. TAÏBI, *Chercheur en Post Doctorat, École Centrale Paris*

R. SAÏM, *Thésard, École Centrale Paris*

RESUME

Les sables et les agrégats routiers extrêmement peu denses présentent une compressibilité oedométrique et isotrope sous forme de droites parallèles de pente C_C dans le plan (indices des vides - Logarithme pression) en accord avec $C_C = 0.009 (W_L - 13)$ des argiles normalement consolidées remaniées. Sur un chemin triaxial on peut définir un comportement repère qui fait correspondre une courbe de dilatance $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et une courbe $\eta'/M'(\varepsilon_1)$. La décompression oedométrique permet de définir C_S et une contrainte de consolidation fictive, utile pour écrire le même type de loi de comportement pour argiles, sables et agrégats routiers. Le calcul des billes de Hertz donne une élasticité non linéaire du même type pour les argiles et les sables, et des modules sécants $E_{sec}(\text{Log } \varepsilon_1)$ paramétré en I_p . Pour les roches sédimentaires (grès, ...) il faut ajouter le rôle d'une colle entre les grains, de même pour les sols non saturés.

ABSTRACT

Both sands and road aggregates with a very low density present an oedometric and isotropic compressibility and also a critical void ratio under the form of parallel straight lines with a C_C slope, as similar to clays according to $C_C = 0.009(W_L - 13)$. On the triaxial path, we may define a reference behaviour which will relate a dilatancy curve $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ and strength curve $\eta'/M'(\varepsilon_1)$. The oedometric unloading allows us to define C_S and also a fictive consolidation stress, which is useful to write the same type of law behaviour for clays, sands and road aggregates. For the sedimentary rocks (sand stone, ...) the "bound" influence between particules must be added, as for the non saturated soils.

1- INTRODUCTION : DEUX TYPES DE MILIEUX "CONTINUS"

Le calcul des ouvrages utilise la méthode de la mécanique des milieux continus où l'on suppose tout le sol continu. Ceci nécessite la connaissance des lois de comportement qui font intervenir les tenseurs de contraintes et déformations qui ne peuvent être obtenus qu'à partir de mesures sur des échantillons où les champs de contraintes et de déformations restent homogènes tout au long du chargement, par exemple dans un appareil triaxial ou dans un oedomètre pour un chemin de déformation particulier

La mécanique des milieux "continus" peut être utilisée en envisageant comme "continu" que les grains et la "colle" entre les grains si elle existe. Dans ce cas, la méthode conduit à distinguer trois classes pour les paramètres :

- Paramètres de classe I : Paramètres constants indépendants de l'arrangement initial des grains
- Paramètres de classe II : Paramètres variables décrivant la géométrie de l'arrangement
- Paramètres de classe III : Paramètres du milieu continu indépendants de l'histoire mécanique

Sans faire de calcul, on peut utiliser cette méthode de la mécanique des milieux continus pour classer les paramètres et pour donner les relations entre les classes, ceci permet :

- d'orienter la recherche des corrélations entre les paramètres,
- de montrer les relations entre les paramètres d'identification et les paramètres de loi de comportement du sol, en particulier pour le comportement Normalement Consolidé et Surconsolidé isotrope.
- de classer les comportements des matériaux formés de :
 - Grains élastiques avec frottement sans colle $c' \ll \sigma'_3$ (sables, argiles remaniées)
 - Grains non élastiques (rôle de l'écrasement des grains)
 - Grains avec frottement et avec "colle" (argiles in-situ, roches sédimentaires)

2- GRAINS ÉLASTIQUES SANS COLLE

Les sables, les agrégats routiers, les enrochements et les argiles remaniées ont souvent une cohésion effective c' inférieure à 10 kPa pour des contraintes σ'_3 de l'ordre 100 kPa, ceci mène à postuler que ces matériaux sont formés de grains frottant sans "colle".

2-1 Comportement normalement consolidé (NC) au laboratoire

Le comportement *normalement consolidé* des argiles est caractérisé par le fait que la géométrie de l'arrangement des grains (simplifié sous forme d'indice des vides e) ne dépend que du tenseur de contrainte actuel et non de l'histoire. Donc la loi de comportement ne dépend que des propriétés des grains, qui peuvent être simplifiées par les limites d'Atterberg (W_L , W_p).

2-1-1 Comportement normalement consolidé (NC) à l'oedomètre :

La compressibilité oedométrique d'une argile remaniée ($c' \ll \sigma'_3$) pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation est représentée dans le plan (e , $\log \sigma'_v$) par une droite de position et de pente C_c indépendante de l'état initial, c'est à dire indépendante de la géométrie initiale de l'arrangement, donc dépendante exclusivement des propriétés des grains, par exemple W_L ou I_p :

$$C_c = 0,009 \cdot (W_L - 13) \approx 0,12 \cdot I_p \quad (1)$$

Le module de compressibilité oedométrique peut donc être déduit de la courbe (e , $\log \sigma'_v$) :

$$\left. \begin{aligned} E_{\text{oed}}^{\text{NC}} &= \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\frac{\Delta e}{1+e}} \\ \Delta e &= -C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \end{aligned} \right\} \Rightarrow E_{\text{oed}}^{\text{NC}} \approx 2,3 \frac{1+e}{C_c} \sigma'_v \quad (2)$$

Pour un sol donné ayant une limite de liquidité W_L et donc un C_c donné, on peut tracer $E(e)$ paramétré en W_L , par ailleurs la relation de Skempton (3) donne la cohésion non drainé en fonction de I_p , donc on peut aussi tracer $C_u(\sigma'_v)$ paramétré en W_L .

$$C_u = (0,11 + 0,0037 \cdot I_p) \sigma'_v \quad (3)$$

Les matériaux pulvérulents présentent, pour les faibles densités habituelles, un comportement de type surconsolidé. L'augmentation graduelle de la contrainte verticale met en évidence une faible compressibilité initiale jusqu'au moment où celle-ci augmente en raison de l'écrasement des grains. On passe ainsi directement du domaine surconsolidé au domaine de rupture des grains.

Afin de mettre en évidence un comportement normalement consolidé sur ces matériaux, une légère humidité ($W \approx 4\%$) a permis d'obtenir des agrégats extrêmement peu denses ($e \gg e_{\max}$), et une compressibilité oedométrique normalement consolidée caractérisé par C_c . Les valeurs de C_c obtenus sont de 0.16 à 0.20, elles correspondent approximativement à celles obtenues par la corrélation (1) proposée par Biarez en 1972 pour les argiles. En effet la position de la droite $[e, \log p']$ est très satisfaisante dans le faisceau des argiles puisqu'elle se situe entre $W_L = 20$ et $W_L = 40\%$ (Fig 1).

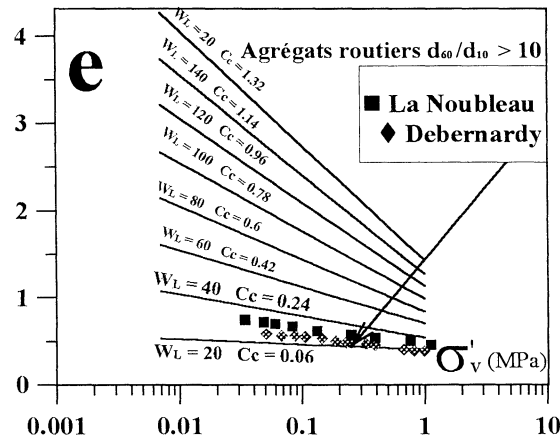


Figure 1 : Essais oedométriques sur des agrégats routiers "NC"

En pratique, si l'on connaît W_L et e , on peut utiliser les corrélations de Biarez et al proposés en 1972, pour obtenir un ordre de grandeur minimum de la contrainte de consolidation σ'_{vc} , du module oedométrique E'_{oed} et de la cohésion non drainé C_u .

2-1-2 Comportement normalement consolidé NC au "Triaxial" ($\sigma'_2 = \sigma'_3 = \text{constante}$)

Les résultats expérimentaux des argiles normalement consolidées, montrent que :

- les courbes de résistance à la compression triaxiale $q(\epsilon_1)$ croissent avec la contrainte de confinement σ'_3 , mais elles se regroupent si on normalise le comportement en choisissant la représentation $q/\sigma'_3(\epsilon_1)$ ou $q/p'(\epsilon_1) = \eta'(\epsilon_1)$ (Fig 2).
- les courbes de variations d'indice des vides $e(\epsilon_1)$ se regroupent en $e-e_0(\epsilon_1)$ ou en $e_v(\epsilon_1)$, tous les essais semblent avoir une même contractance de l'ordre de 8 % indépendamment de la contrainte σ'_3 (Fig 2).
- dans le plan $(e, \log p')$, on voit que les points initiaux (compressibilité isotrope) et les points finaux (indice des vides critique), sont bien alignés sur deux droites parallèles (Fig 3).

Ce comportement observé dans les argiles NC est aussi mis en évidence dans les sables extrêmement peu dense ($e \gg e_{\max}$) (Fig 2 et 3). En effet, la synthèse de plusieurs essais a montré que pratiquement tout les sols NC ont approximativement même contractance $e_v(\epsilon_1)$ et même courbe $\eta'/M(\epsilon_1)$ avec ($\eta' = q/p'$).

Les expériences montrent aussi que pour ces sols initialement isotropes, tous les chemins de compression normalement consolidés NC, sont assez bien représentés par la surface de *Roscoe* $e(p', \eta')$ et plus généralement par "*Cam Clay*" modifié dépendant uniquement de 3 paramètres :

- M' ou $\sin(\phi_{pp}) = 3M/(6+M)$ pour l'angle de frottement;
- C_c pour la compressibilité isotrope $e(p')$,
- C_d pour la compressibilité deviatrice $e(q)$; des expériences à pression moyenne constant, montrent que C_d varie peu autour de la valeur $1/3$, ce qui correspond à une distance $\Delta e \approx 0.1$ entre la compressibilité isotrope et l'indice des vides critique.

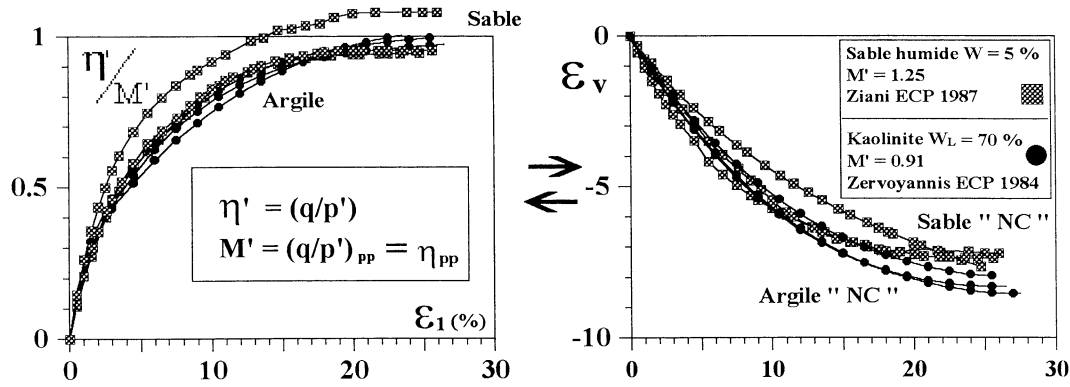


Figure 2: Unicité du comportement pour les argiles et les sables normalement consolidés

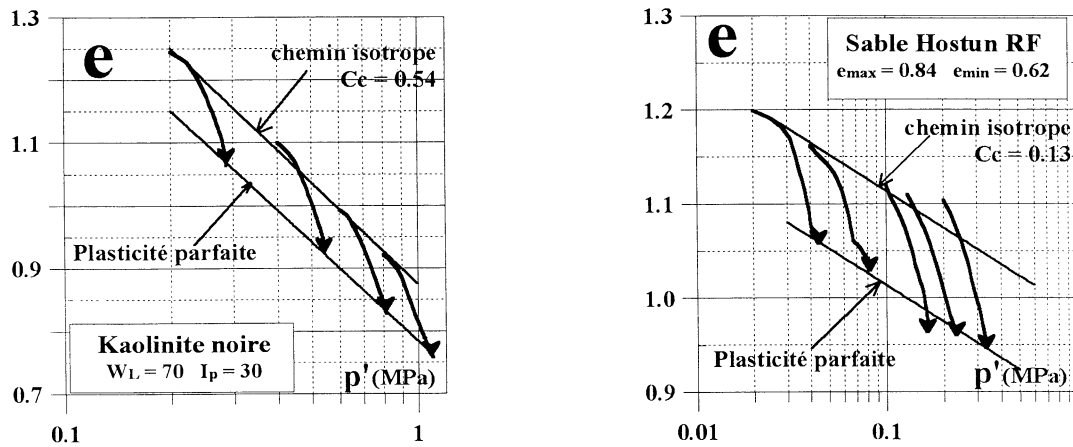


Figure 3 : Parallélisme des droites de compressibilité isotrope et de plasticité parfaite pour les argiles et les sables normalement consolidés.

2-2 Comportement surconsolidé OC par rapport au comportement normalement consolidé

2-2-1 Contrainte de consolidation isotrope p'_{ic}

Une compression isotrope sur une argile (NC) suit une droite de pente C_c dans le plan $(e, \log p')$, ensuite, pour une décompression limitée une droite C_s , ce qui permet de définir une contrainte de consolidation p'_{ic} et un rapport de surconsolidation défini par le scalaire $OCR = p'_i/p'_{ic}$. Il en est de même pour le sable précédent ($e \gg e_{max}$) dans une compression oedométrique (Fig 4). Mais pour les sables courants qui ont en général un indice des vides nettement inférieur à e_{max} il n'est pas facile d'obtenir en compression isotrope cette contrainte de consolidation sans écrasement de grains; on peut néanmoins introduire une notion de *contrainte de consolidation fictive* p'_{ic} en prolongeant la droite C_c jusqu'à ce qu'elle rencontre la droite C_s passant par l'indice des vides du sable choisi (Fig 5). Cette notion est utile pour une écriture analogue du comportement des argiles et des sables.

2-2-2 Paramètre de surconsolidation généralisée

La compression drainée sur chemin "triaxial" débute par une diminution de volume (contractance) jusqu'à des déformations axiales $\epsilon_1 \approx 10^{-2}$ correspondant à un coefficient de Poisson ν de l'ordre de 0,2 à 0,3. On observe ensuite une dilatance $\epsilon_v(\epsilon_1)$ liée à la courbe $q(\epsilon_1)$ par la relation de Rowe :

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{pp}}{2} \right) \times \left(1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1} \right) \quad (4)$$

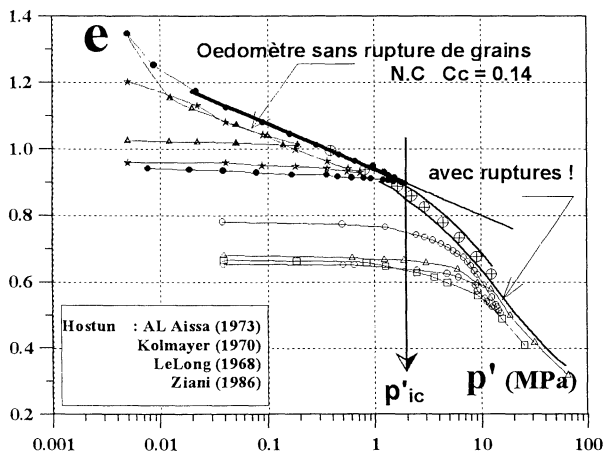


Fig 4 : existence d'une contrainte de consolidation des sables avant écrasement des grains.

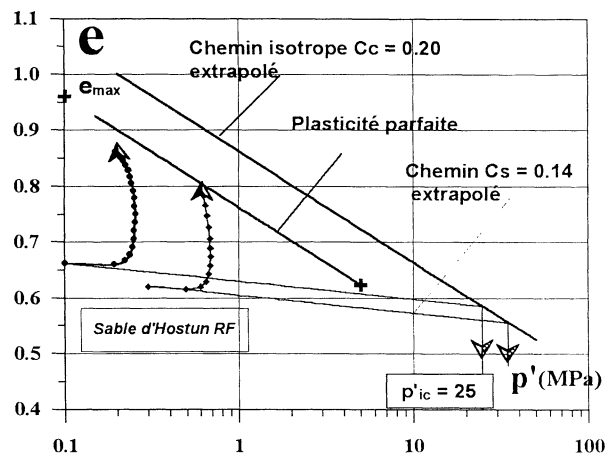


Fig 5 : contrainte de consolidation fictive définie dans le plan (e, log p') d'un chemin triaxial.

Cette relation montre qu'à une courbe de dilatance $e_v(\varepsilon_1)$ correspond une courbe de résistance $\sigma'_1/\sigma'_3(\varepsilon_1)$ ou $q/p'(\varepsilon_1)$ ou encore $\eta'/M(\varepsilon_1)$. La dilatance peut être aussi caractérisée à travers un seul paramètre regroupant à lui seul les effets de confinement et de la densité. C'est le paramètre $(e_{pp} - e_{OC})$ qui représente la distance entre l'état initial et la droite de plasticité parfaite. On peut aussi généraliser cette notion de dilatance en se référant à l'état NC (équation 5, Fig 6). En outre ce paramètre permet de comparer divers sols car il contient le coefficient C_c qui lui est fonction de W_L .

$$(e_{NC} - e_{OC}) = (C_c - C_s) \text{Log}(p'_{ic}/p'_i) \quad (5)$$

La plasticité parfaite au terme d'une compression "triaxial" est telle que, quelque soit la surconsolidation p'_{ic}/p'_i , le tenseur de contrainte et l'indice des vides "critiques e_{pp} " sont des valeurs uniques indépendantes de l'histoire ; donc l'indice des vides critiques sont identiques pour les sols NC et OC (Fig 6), les paramètres M' , C_c , C_d doivent donc se retrouver dans la formulation des sols OC, mais il faudra ajouter à ceux-ci un paramètre de dilatance.

Les essais triaxiaux montrent souvent des localisations, il est donc très difficile d'obtenir l'indice des vides critique. L'analyse d'une centaine d'essais triaxiaux conduit à proposer que la droite de l'indice des vides critique en fonction de $\text{Log}(p')$ passe par deux points de repères ($e_{\max}$ et $e_{\min}$) respectivement pour $p' = 0.1$ MPa et $p' = 5$ MPa, de même pour les argiles $e(W_L)$ et $e(W_p)$ pour $p' = 0.003$ MPa et $p' = 0.4$ MPa.

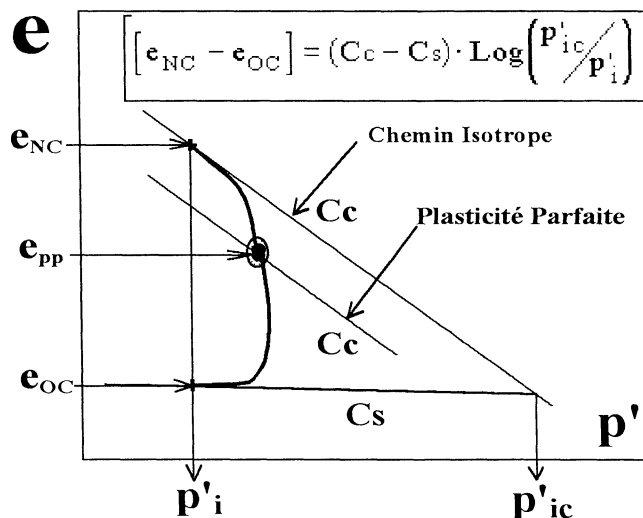


Figure 6 : surconsolidation généralisée

2-2-3 Comportement repère $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ $\eta'/M'(\varepsilon_1)$

D'après la relation de Rowe, plus la dilatance (des sables et des argiles) est grande plus la résistance à la compression $\sigma'_1/\sigma'_3(\varepsilon_1)$, $q/p'(\varepsilon_1)$, ou plus généralement $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ est grande ; ce qui permet de présenter comme pour les sols NC, un faisceau de courbes servant de comportement repère de première approximation pour les grains élastiques sans colle où une courbe de dilatance $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ correspond à une courbe $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ (Fig 7).

Ces comportements repères sont le fruit d'une sélection d'essais expérimentaux, obtenu après analyse de nombreux essais et l'élimination de certains essais ou parties d'essais qui avaient subis des difficultés expérimentales. Si les deux courbes $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ d'un nouvel essai superposées sur ces faisceaux de courbes repères, recoupent les courbes du faisceau, ou sont en grossier désaccord, ceci peut provenir des hypothèses prises (grains élastiques sans colle) ou des défauts d'expérience (localisations, frettage, manque de précision de l'appareillage pour les déformations $\varepsilon_1 < 10^{-2}$, ...).

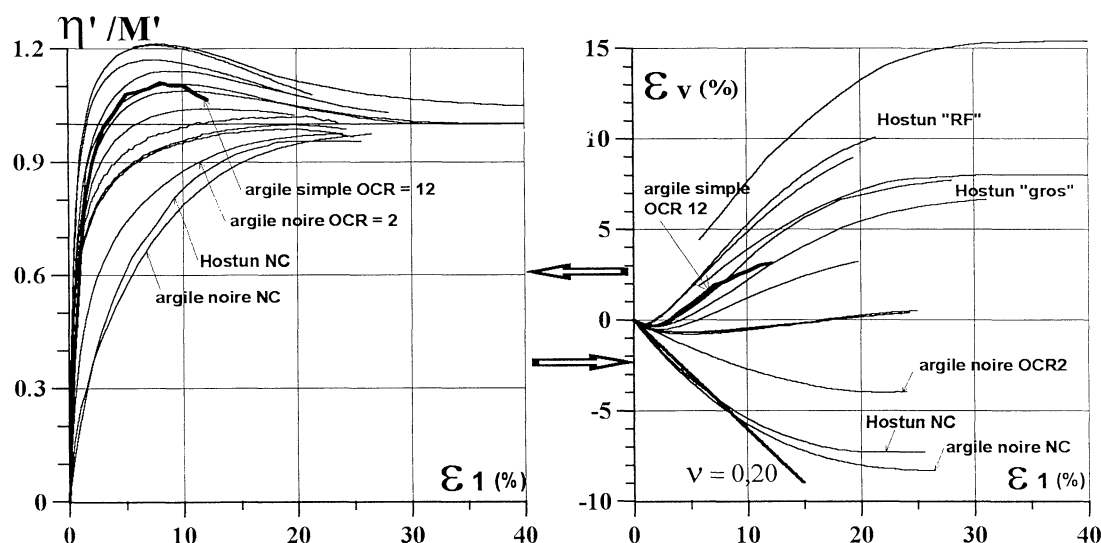


Figure 7 : Faisceau de courbes triaxiale repère, classement par dilatance

2-4 Les Modules

2-4-1 Elasticité non linéaire du type *Hertz*

La méthode de la mécanique des milieux continus où seuls les grains sont continus, peut être utilisée pour des arrangements réguliers de sphères élastiques. Ce calcul de Hertz (Tab 1) apporte aux formules empiriques une explication pour l'aspect non linéaire de l'élasticité qui est une originalité des matériaux granulaires formés de grains élastiques linéaire (E_g v_g). Cette non linéarité vient du fait de la croissance de la surface de contact entre grains. Pour les sables et agrégats routiers (plus généralement pour les sols OC) la valeur de n est voisine de $\frac{1}{2}$, d'où un comportement repère de première approximation représenté sur la figure 9. Pour les argiles le coefficient n est plus proche de $\frac{3}{4}$.

Tableau 1 : calcul d'un arrangement de sphères identiques

E_{iso}	=	$\frac{3}{2} \left[\frac{4}{3} \cdot \frac{E_g}{(1 - v_g)} \cdot \frac{1}{f(e)} \right]^{\frac{2}{3}}$	×	$p^{1/3}$
ou pour rendre homogène avec une pression conventionnelle $P_a = 0.1 \text{ MPa}$				
E_{iso}	=	$K \cdot Pa$	×	$\left(\frac{p}{Pa} \right)^n$

Un calcul prenant en compte des grains non sphériques montrerait en outre le rôle important de la forme des grains. Ceci permet de voir la différence des résultats sur le sable de Quiou (sable carbonnaté anguleux) probablement dû aux conditions aux limites géométrique des grains, repérable par les valeurs élevées de ($e_{\max}$ et $e_{\min}$). Le calcul de Hertz a montré que K doit tenir compte de l'indice des vides sous forme voisine de $Ee/\sqrt{p'} \approx 500/e$ (Ee et p' en MPa) et du module des grains (E_g) ce module est peut être différents pour les graves calcaires et les graves granitiques, si on conçoit que cette valeur E_g soit plus grande pour un grain de silice que pour un "grain" d'argile formé de solide et d'eau, et que la surface de contact entre grains soit plus grande, on comprend que le module du milieu continu de l'argile soit plus petit (Fig 8). On remarque également le rôle que peut avoir les propriétés des grains (simplifiée par I_p) sur la limite élastique, en effet celle-ci augmente dans le même sens que l'indice de plasticité I_p , probablement à cause de la "colle capillaire" c' due à l'eau adsorbée (Fig 9).

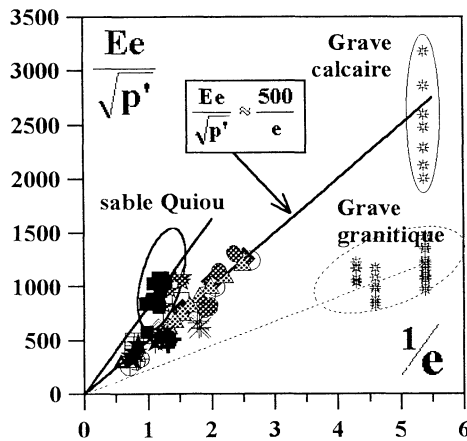


Figure 8

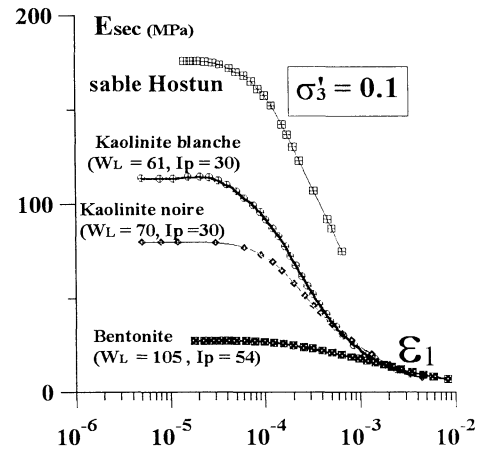


Figure 9

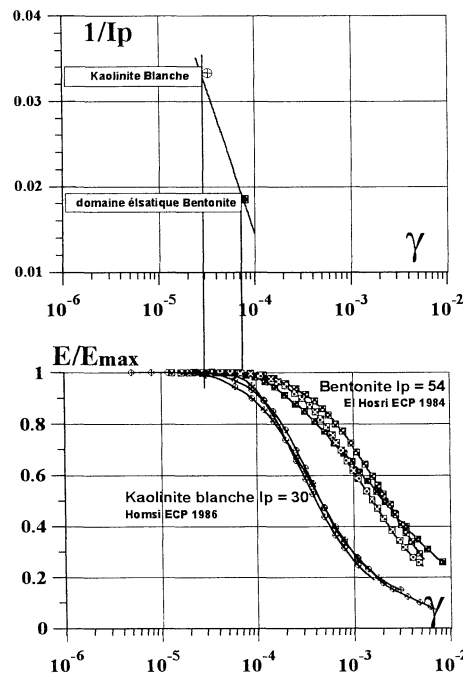


Figure 10

2-4-2 Modules sécants

Dans le domaine des déformations $10^{-4} < \epsilon_1 \leq 10^{-3}$, les courbes ($E_{\text{sec}}, \text{Log } \epsilon_1$) sont relativement linéaires et parallèles (Fig 11) ; on passe progressivement du comportement élastique non linéaire du type Hertz, caractérisé par le rôle de la pression moyenne avec un exposant ($n \approx 1/2$ à $1/4$) vers le comportement de frottement du type Coulomb : $\tau = \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi')$ où $n = 1$.

Le comportement des ouvrages en service dépend fortement des déformations de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-3} , là où justement on manque d'informations à cause de la non précision des appareils. Une méthode courante consiste à caler une hyperbole dans le domaine le plus fiable des essais triaxiaux standard ; Duncan a choisi les points correspondants à 70 % et 95 % de $q_{\max}$. Le module tangent à l'hyperbole E_{THD} correspond en général à un module sécant pour des déformations légèrement inférieures à 10^{-2} (Fig 12). En outre cette loi fait intervenir le rôle de la pression moyenne avec un exposant n ($E = K Pa (P/Pa)^n$).

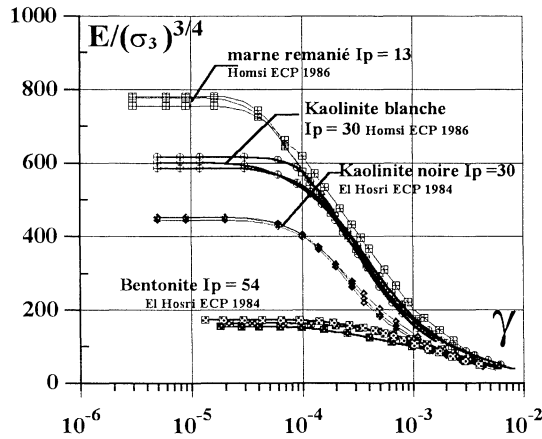


Figure 11

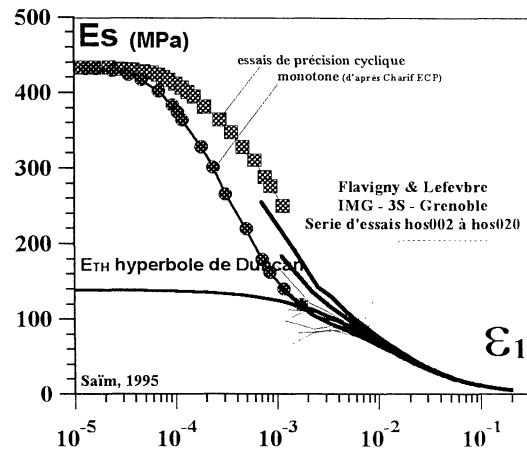


Figure 12

3- GRAINS AVEC COLLE

La mécanique des milieux continus nécessite dans ce cas de rechercher les lois de comportement et les conditions aux limites des colles, qui sont à comparer à celles des grains.

Ceci permet de classer les comportements, en tenant compte des comportements des colles qui peuvent être : *fragiles, ductiles, visqueuses, thixotropes, capillaires, ...*

3-1 Sable + coulis d'injection (Solétanche)

La colle augmente fortement la résistance mécanique et crée un comportement linéaire $q(\epsilon_1)$, c'est à dire un module qui dépend beaucoup moins de la contrainte latérale σ'_3 que pour le sable pure. Ceci est d'autant plus vraie que le rapport (c'/σ'_3) est grand. Ensuite, après une croissance linéaire de la résistance, il se produit pour les grandes déformations, des ruptures de la colle, si elle se fait d'une manière relativement homogène, la courbe du sable cimenté rejoint la courbe du sable sans coulis (Fig 13). Le calcul d'endommagement de *Hicher, Chazalon* rend bien compte de ces phénomènes. Dans d'autres cas, il se produit des fissurations qui séparent l'échantillon en blocs.

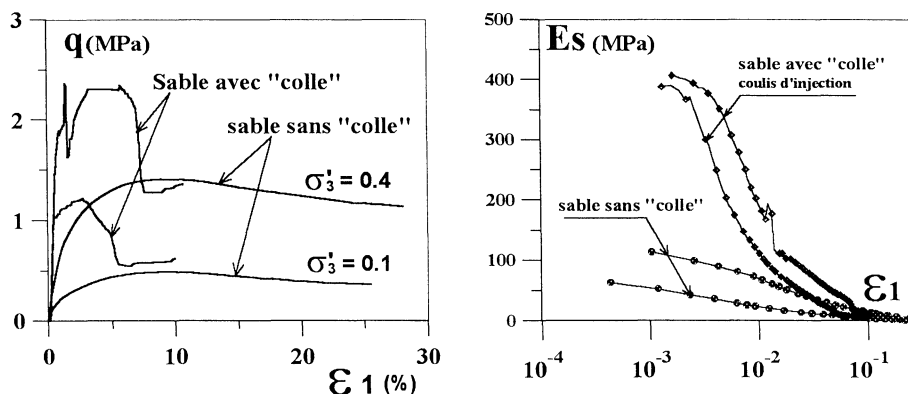


Figure 13 : Rôle de la "colle" sur la résistance maximale et sur le module

3-2 Argiles indurées et roches tendres (terrains du tunnel sous la Manche)

Au voisinage du tunnel sous la manche, une couche d'une centaine de mètres d'épaisseur commençant à la base par des argiles, puis le pourcentage de CaCO_3 croît de 5 à 90 % pour atteindre les craies grises. Ce carbonate de calcium joue un rôle semblable à une colle. En effet ce CaCO_3 fait croître les résistances mécaniques maximales et les modules en passant des argiles aux craies. Plus la colle entre grains est grande, moins le module est variable avec σ'_3 . Le CaCO_3 fait aussi diminuer la déformations à la rupture ϵ_r , donc fait augmenter la fissuration pour une même déformation tectonique. La résistance maximale en $q(p')$ est souvent parallèle à la résistance des grains sans colle, donc la loi de Coulomb : $\tau = c' + \sigma' \text{tg}(\varphi')$ est satisfaisante jusqu'à la contrainte isotrope d'endommagement.

3-3 Colle capillaire

De nombreux auteurs ont montré que les sables et les argiles avaient une cohésion apparente, en général croissante avec la succion ($u_a - u_w$). Cette cohésion est plus grande pour les fortes densités ; elle est beaucoup plus importante si les sols sont plus fins. Ce type de propriétés peut être déduit d'un calcul simple de la force capillaire f_u' orthogonale à la surface de contact entre deux grains créée par les ménisques capillaires. La loi de Laplace montre que ($u_a - u_w$) dépend des rayons de courbure (r, l) du ménisque, proportionnels aux dimensions des grains d pour un degré de saturation constant (Fig 14).

$$f'_u = (u_a - u_w) \cdot S = T \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l} \right) \cdot S \quad (4)$$

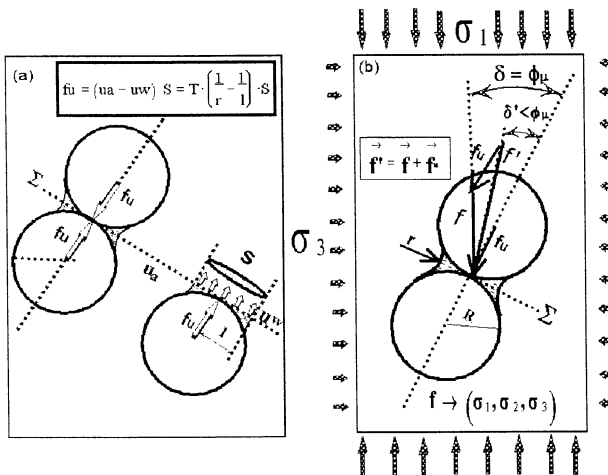


Fig14 : Forces de contact capillaires et effet des contraintes extérieures σ_{ext}

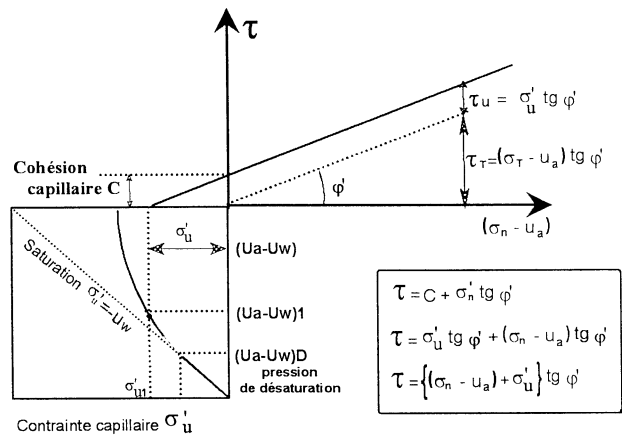


Fig 15: Définition de la cohésion capillaire liée à la contrainte σ'_u

Taïbi (1994) a montré que ces forces capillaires étaient équivalentes à une contrainte σ'_u (Fig 15) pour calculer la résistance au cisaillement et la cohésion apparente due à la colle capillaire. Ceci permet de regrouper les essais de cisaillement réalisés par un certains nombre de chercheurs dont Escario et al (1989).

4 CONCLUSION

Nous avons montré une analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles, valable en petites et grandes déformations. Les comportements repères ont été obtenus après l'analyse de nombreux essais et l'élimination de certains essais ou parties d'essais qui avaient subis des difficultés expérimentales. Ces formulations mettent aussi en évidence les originalités des lois de comportement des matériaux formés de grains élastiques sans "colle"; elles ont pour but d'être des comportements repères pour l'analyse des essais usuels de laboratoire et non un but de modélisation pour le calcul.

Les sols non remaniés (argiles indurées, roches tendres, ...) présentent des différences dues principalement à l'anisotropie et à la "colle" entre les grains. Les "colles" augmentent les propriétés mécaniques si le rapport c'/σ'_3 croît. D'où la tendance à parler d'un module par type de sol in-situ. Enfin les sols non saturés ("sables" et "argiles") présentent une analogie avec les matériaux formés de grains avec "colle" due aux ménisques capillaires qui créent des forces orthogonales f_u aux surfaces de contact entre grains (ces forces sont équivalentes à une contrainte σ'_u qui donne une cohésion apparente au matériau).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Biarez, J. & Hicher, P.Y (1994) : *"Elementary Mechanics of Soil Behaviour (saturated remoulded soils) "*. A.A. Balkema
- Biarez, J. ; Taïbi, S. ; Saïm, R. ; Richane, B. ; Gomes Correia, A. *"Analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles remaniées."* 14^{ème} I.M.S.T.F - Hambourg 1997.
- Biarez, J. ; Gomes Correia, A. *"L'empirisme et le rationnel, méthode de classement des paramètres déduite de la mécanique des milieux continus."* Séminaire " Essais in-situ et application au dimensionnement des fondations" I.S.T. Lisbonne 28-30 Oct. 1996.
- Biarez, J. ; Taïbi, S. : " Quelques apports des essais de laboratoire : sables, argiles, roches tendres, ... "
" Les modules en mécanique des sols : sables, argiles, roches tendres, ... "
Notes pour la réunion du CFMS sur les essais de laboratoire, 22 Janvier 1997.
- Biarez, J. & Ziani, F. (1991) : *"Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses."*
Revue française de géotechnique n°54, p 65-73.
- Biarez, J, Fleureau, J.M., Taïbi, S.,(1994) : *"Microstructural constitutive model for unsaturated soils"*. Proceedings of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 5-10 january, 1994. Oxford & ibh publishing co.pvt.ltd. pp 385-388
- Biarez, J. Taïbi, S., (1994) : *"Géomeca: Serveur d'images multimédia -: Géomécanique appliquée au génie civil -Réseau Européen- "* Séminaire COMETT 'Routes et voies ferrées' Novembre 1994- IST Lisbonne. Portugal.
- Chazallon, C. & Hicher, P.Y (1995) : *"An elastoplastic model with damage for banded geomaterials."* Numog V, Davos, Switzerland 6-8 sept.
- Escario, V. and Juca, J.F.T. (1989) : *"Strength and deformation of partly saturated soils"*
Proc. 12th International Conference on Soil Mech. and Found. Eng. Rio de Janeiro, pp. 43-46.
- Al Hafez, T. (1997) : *Thèse de Docteur de l'Ecole Centrale de Paris .*
- Saïm, R. (1997) : *"Analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles remaniées. Application au sol de fondation d'une centrale nucléaire "* Thèse de Docteur de l'Ecole Centrale de Paris .
- Taïbi, S., (1994) : *"Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative- Etude expérimentale et modélisation-"* . Thèse de Docteur de l'Ecole Centrale de Paris. 20 Décembre 1994.
- Wheeler, S.J. & Sivakumar, V. (1993) : *"Development and application of a critical state model for unsaturated soil"*. Proc. Wroth Memorial Symposium of predictive soil mechanics. Oxford.