

Évolution des paramètres de cisaillement d'une argile en fonction de la vitesse de chargement

Changes in the shear parameters of clay as a function of loading speed

Grégory MEYER^{1,*}, Thomas BONNET¹, Jean-Pierre MAGNAN¹

¹ EGIS, Paris, France

*gregory.meyer@egis-group.com

RESUME : La détermination des paramètres de cisaillement des sols reste une des grandes problématiques de la géotechnique, notamment pour les sols fins. En effet, en fonction de la dissipation des pressions interstitielles, le couple cohésion - angle de frottement varie pour un même sol. La consolidation des argiles fait chuter leur cohésion de manière drastique et fait accroître plus modérément leur angle de frottement. Le présent article propose l'étude des variations des paramètres de cisaillement d'échantillons d'Argile plastique de l'Yprésien à partir d'essais en laboratoire triaxiaux. Ces essais ont la particularité de faire varier la vitesse de cisaillement des échantillons, en partant d'un état non drainé jusqu'à un état drainé. Une analogie avec la vitesse de chargement de ces sols sur un ouvrage réel, comme un écran de soutènement, est proposée, en partant du principe que la vitesse de chargement des sols influence leur type de drainage.

ABSTRACT: Determining soil shear parameters remains one of the major challenges in geotechnical engineering, particularly for fine soils. Depending on the dissipation of pore pressures, the pair "cohesion-friction angle" varies for a same soil. The consolidation of clays causes their cohesion to drop dramatically and their friction angle to increase more moderately. This article presents a study of the variations in the shear parameters of samples of Ypresian plastic clay based on triaxial laboratory tests. These tests are unique in that they vary the shear rate of the samples, starting from an undrained state and progressing to a drained state. An analogy with the loading rate of these soils on a real structure, such as a retaining wall, is proposed, based on the principle that the loading rate of soils influences their type of drainage.

Mots-clés : Essai triaxial ; consolidation ; cohésion ; argile.

1 INTRODUCTION

Les sols sont communément représentés par trois phases distinctes qui sont : le squelette solide, le liquide interstitiel (le plus souvent de l'eau) et une troisième phase gazeuse partiellement intégrée dans la phase liquide (Boutonnier, 2007). Le comportement mécanique d'un sol (que ce soit sa résistance au cisaillement ou les déformations qu'il subit) est relié aux variations de contraintes qui lui sont appliquées. Dans le cas d'un sol fin, par définition peu perméable, l'équilibre des contraintes varie dans le temps (figure 1), du fait de la perméabilité du sol (entre autres, avec la compressibilité du matériau) qui dicte la vitesse de dissipation des pressions interstitielles. Ce phénomène, appelé consolidation, influence également sa résistance au cisaillement, ce qui amène le géotechnicien à distinguer communément des paramètres court et long terme d'un sol. En effet, la faible compressibilité de l'eau provoque une augmentation de la pression interstitielle qui affecte les caractéristiques des sols lorsqu'ils sont comprimés ou cisailés.

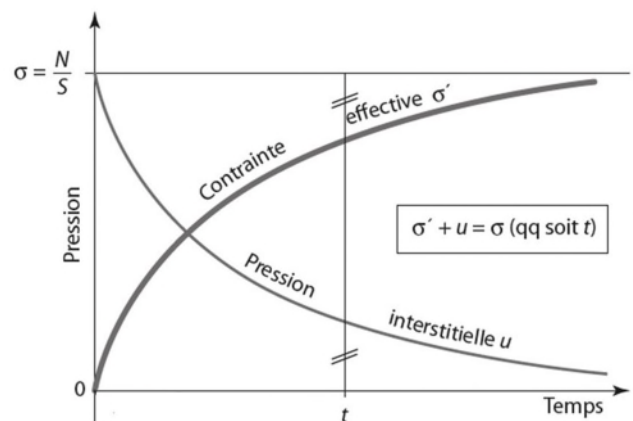


Figure 1. Évolution temporelle des contraintes dans un sol [Philipponnat, 2019]

2 PRINCIPES

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont utilisées pour l'analyse des écrans et murs de soutènement, pour lesquels on distingue dans le cas des sols fins les calculs dits à court et long terme.

Les calculs à court terme correspondent à l'application rapide d'un effort au regard du temps de dissipation des pressions interstitielles dans le sol, avec des caractéristiques de cisaillement non drainées. Ces calculs sont habituellement effectués en contraintes totales dans les sols fins.

Les calculs à long terme correspondent à l'état du sol après rééquilibrage des pressions interstitielles et sont effectués en contraintes effectives avec des caractéristiques drainées des terrains.

Pour les calculs d'écran de soutènement, il est usuel d'avoir recours à des paramètres de cisaillement intermédiaires, dit paramètres « travaux ». Ceux-ci reflètent l'incapacité des sols fins à évacuer les surpressions interstitielles dans un délai inférieur à la durée des travaux. Ces paramètres de travaux sont le sujet principal de cet article, qui analyse l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne déterminé dans les essais en fonction de la durée du chargement et du niveau de consolidation des éprouvettes.

Prenons l'exemple d'une couche d'argile de 20m d'épaisseur (cas des Argiles Plastiques de l'Yprésien en région parisienne) possédant une perméabilité globale de 1.10^{-9} m/s (estimée sur la base des essais de perméabilité in situ). Si elle possède un module œdométrique de 80 MPa, cela induit un coefficient de consolidation $c_v = 8.10^{-6}$ m²/s (équation 1). Un degré de consolidation U à 95% de la couche (pour un facteur temps $T_v = 1,12$) est atteint (pour un drainage des deux côtés) en un peu moins de 6 mois (équation 2). Si la perméabilité réelle est plus faible, comme nous le verrons avec la mesure en laboratoire (d'un facteur 30), les temps énoncés seront allongés (du même facteur), soit 15 ans pour un degré de consolidation de 95%.

$$c_v = \frac{k E_{oedo}}{\gamma_w} \quad (1)$$

$$t = \frac{T_v H^2}{c_v} = \frac{T_v H^2 \gamma_w}{k E_{oedo}} \quad (2)$$

La résistance au cisaillement τ est liée à la contrainte normale σ_n et à la pression de l'eau u_w par l'équation (3) :

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_w) \tan \varphi' \quad (3)$$

L'évolution des paramètres de cisaillement (c et φ) en fonction de la vitesse de chargement (et de la consolidation de l'éprouvette) peut être appréhendée à travers des essais triaxiaux réalisés à différentes vitesses d'écrasement. Costet et Sanglerat (1983) indiquent que c'est à Casagrande que l'on doit cet

appareil, créé en 1930, sur la base d'un appareil de consolidation triaxiale vu l'année précédente en Allemagne. D'autres publications suggèrent qu'un tel appareil, inspiré des essais réalisés sur roches au début du 20^{ème} siècle, ont été effectués plus tôt aux Pays-Bas (Westerberg, 1921, Buisman). Les essais ont été réalisés selon trois protocoles conformes aux normes d'essai NF EN ISO 17892-8 et NF EN ISO 17892-9 : essai non consolidé non drainé (UU), essai consolidé isotropiquement drainé (CID) et essai consolidé isotropiquement non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CIU+u). Pour ces derniers essais, différentes vitesses de cisaillement ont été appliquées : un premier essai à vitesse de cisaillement v_{CIU+u} déterminée selon les recommandations normatives (équation 4), puis d'autres essais à vitesse de cisaillement plus ou moins rapide (0,1 v_{CIU+u} , 0,5 v_{CIU+u} , 2 v_{CIU+u} , 3 v_{CIU+u} et 5 v_{CIU+u}).

Les vitesses de cisaillement du tableau 1 ont été déterminées au moyen de la formule :

$$v_{CIU+u} = v_{max} = \frac{H_c \varepsilon_{vf}}{(F/4) t_{100}} \quad (4)$$

dans laquelle t_{100} est déterminé lors d'une première phase de consolidation (pour les essais CIU+u et CID), $F = 9,2$ pour un drainage double face et latéral, H_c hauteur de l'éprouvette à la fin de la consolidation (68,8mm en moyenne sur les essais réalisés) et ε_{vf} déformation verticale attendue à la rupture (en %) de l'ordre de 3 à 9%.

Tableau 1. Vitesses de cisaillement des essais triaxiaux réalisés

Essais	Vitesses de cisaillement (mm/min)	Profondeurs de prélèvements (m)
UU	1	47,00
5 v_{CIU+u}	0,065	47,30
3 v_{CIU+u}	0,039	48,20
2 v_{CIU+u}	0,026	47,50
CIU+u (v_{CIU+u})	0,013	47,85
0,5 v_{CIU+u}	0,007	47,90
CID	0,002	47,50 – 48,50
0,1 v_{CIU+u}	0,001	47,70

3 PRÉLÈVEMENT ET ESSAIS EN LABORATOIRE

Les éprouvettes testées sont au nombre de 8, toutes prélevées dans l'Argile Plastique de l'Yprésien (48 à 56 millions d'années) entre 47,0 et 48,5m de profondeur dans un sondage carotté sous gaine plastique (figure 2). Une gaine peu déformable, d'épaisseur suffisante a été demandée afin de limiter les déformations post-prélèvements sur les échantillons. La remontée de l'échantillon provoquant

forcément une succion au sein du matériau prélevé, le caractère intact de l'échantillon reste relatif. Néanmoins, l'examen visuel de la carotte a permis de vérifier l'absence de fissuration notable sur ces échantillons, raison pour laquelle ils ont été choisis. La couche d'Argile Plastique étant présente de 31 à 51m de profondeur, les échantillons se situent en partie basse de l'horizon, qui semble plus homogène que la partie sommitale. Son aspect est de couleur ocre lie-de-vin.

La teneur en eau initiale des échantillons est comprise entre 28 et 38 %, avec une valeur au bleu V_{BS} de 5,1 (et $I_p > 50$), un passant respectivement à 80 μm et 2 μm de 95 et 33 % et un indice des vides oscillant entre 0,81 et 0,97. La contrainte initiale verticale totale en place régnant à la profondeur des prélèvements est comprise entre 910 à 940 kPa, la contrainte effective entre 500 et 515 kPa en raison de la présence d'une nappe, dont la pression interstitielle est de 420 kPa en moyenne.

D'autres essais ont été menés afin de caractériser la perméabilité du matériau ($k = 3,3 \cdot 10^{-11}$ m/s à l'œdomètre) et sa résistance à la compression (R_c compris entre 300 et 410 kPa). En ce qui concerne les résistances à la compression, on note des valeurs légèrement plus faibles que celles déduites des essais UU ($R_{c \# UU} = 2 c_u \approx 600$ kPa), en raison de l'absence d'étreinte latérale lors de l'essai de compression simple.

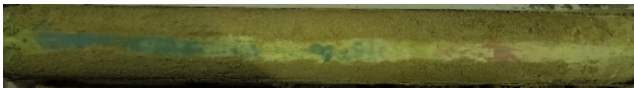


Figure 2. Carotte d'Argile Plastique pour la réalisation des essais triaxiaux

4 PROTOCOLES D'ESSAIS

Conformément aux procédures normatives, les échantillons ont été soumis à une première phase de consolidation isotrope, dont la contrainte de consolidation σ'_c doit être supérieure à σ'_{v0} si l'on souhaite tester l'échantillon dans son domaine normalement consolidé. Chaque essai triaxial comportait l'écrasement de 3 éprouvettes, nécessaires en raison de l'impossibilité de réutiliser les échantillons après écrasement. Toutes les éprouvettes ont été soumises aux contraintes de consolidation isotrope suivantes : 610 kPa (éprouvette 1), 710 kPa (éprouvette 2) et 810 kPa (éprouvette 3). La contre-pression des essais (hors essai UU) a été fixée à 800 kPa, pour assurer la saturation des éprouvettes, qui se vérifie par un coefficient de Skempton B supérieur à 0,95. Les éprouvettes montrant une valeur plus faible comprise entre 0,90 et 0,95 ont fait l'objet d'un examen approfondi des courbes d'essai afin de statuer

sur leur validité, le sol n'étant pas réputé assez raide pour expliquer ces valeurs basses.

La contre-pression appliquée à l'eau interstitielle dans la procédure dite à drainage ouvert est égale à la pression appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale. Son rôle est de parfaire la saturation du sol et elle n'intervient pas dans la consolidation des éprouvettes. La pression de consolidation est appliquée dans la cellule en sus de la pression équilibrant la contre-pression.

Une fois la phase de consolidation terminée, c'est-à-dire lorsqu'aucune variation de volume notable n'est plus enregistrée au cours du temps (rupture de pente déterminant le facteur t_{100}), l'échantillon est soumis à un accroissement de la contrainte verticale, qui se traduit par une augmentation du déviateur des contraintes auquel l'échantillon est soumis (σ'_3 étant constante). À la rupture de l'échantillon (figure 3), c'est-à-dire pour des déformations de l'ordre de 3 à 9 % (les valeurs les plus élevées étant obtenues pour les vitesses de cisaillement les plus fortes), l'échantillon montre un palier de résistance, dont le pic est plus ou moins marqué suivant les échantillons. Sans que cela ne soit une généralité, on note une nette distinction entre le pic de la courbe et la partie résiduelle du cisaillement pour les vitesses d'écrasement les plus lentes.

Un critère d'analyse du remaniement des éprouvette a également été défini en fonction des valeurs mesurées du temps de consolidation t_{100} . En effet, en partant de la perméabilité mesurée en laboratoire ($3,3 \cdot 10^{-11}$ m/s), l'application de l'équation (2) permet de connaître le degré de consolidation de chaque éprouvette.



Figure 3. Éprouvette d'argile cisailée à l'essai triaxial (à $2V_{CIU+u}$)

Celle-ci est généralement de 100%, sauf pour 3 éprouvettes (où $U = 26\%$, 90% et 94%), qui sont :

- L'éprouvette 1 de l'essai à $3 V_{CIU+u}$ dont la consolidation initiale n'est que partiellement atteinte,
- L'éprouvette 3 de l'essai à $2 V_{CIU+u}$ qui a réagi différemment des autres éprouvettes selon le laboratoire,
- L'essai à $0,1 V_{CIU+u}$ est écarté selon le laboratoire car les échantillons présentent des microfissures qui provoquent une rupture brusque lors du cisaillement, ce qui donne des résultats inexploitable, ce qui est bien visible sur le chemin des contraintes en diagramme de Lambe ou de Cambridge.

5 RÉSULTATS

Le critère de rupture pour l'ensemble des essais est pris au maximum du déviateur des contraintes (figure 4). L'essai UU est considéré comme une borne inférieure de la cohésion non drainée du terrain testé puisque les éprouvettes ont été écrasées dans le domaine surconsolidé et que la saturation des échantillons n'est visiblement pas totalement atteinte ($S_r = 88$ à 91% et $\varphi_{uu} \neq 0^\circ$).

La valeur mesurée à $0,5 V_{CIU+u}$ montre une singularité qui ne semble pas liée au reste des mesures et pourtant aucun des paramètres étudiés ne semble permettre d'exclure ces mesures. En effet, les 3 éprouvettes montrent un comportement non drainé et saturé ($c_u = 226$ kPa et $\varphi_u = 0^\circ$). L'examen des courbes du déviateur en fonction de la déformation montre néanmoins que l'échantillon semble plus raide que l'échantillon à $0,1 V_{CIU+u}$ par exemple.

Enfin, la courbe de régression pour l'essai à $0,1 V_{CIU+u}$ a été forcée de passer par l'origine, afin de ne pas obtenir de cohésion négative.

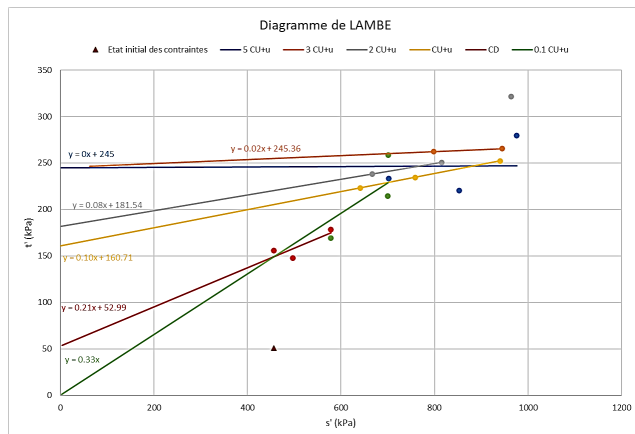


Figure 4. Résultats des écrasements d'éprouvettes dans un diagramme de Lambe

Conformément à la norme NF P94-074, pour un essai $CIU+u$ d'une argile dont l'indice de plasticité est fort, la vitesse de cisaillement doit être de l'ordre de $0,01$ %/min. C'est cette vitesse qui a été prise comme référence de l'essai dit à v_{CIU+u} . À noter que la vitesse de cisaillement $0,1 v_{CIU+u}$ conduit à un écrasement à vitesse deux fois plus faible que celui réalisé pour l'essai CID.

Après réanalyse des résultats, en supprimant les éprouvettes ininterprétables, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 2.

Tableau 2. Résultats des essais de cisaillement triaxial

Essais	Vitesses de cisaillement (m/s)	c (kPa)	φ ($^\circ$)
UU	$1,7 \cdot 10^{-5}$	298	0
5 v_{CIU+u}	$1,1 \cdot 10^{-6}$	245	0
3 v_{CIU+u}	$6,5 \cdot 10^{-7}$	245	1
2 v_{CIU+u}	$4,3 \cdot 10^{-7}$	182	5
$CIU+u$ (v_{CIU+u})	$2,2 \cdot 10^{-7}$	161	6
0,5 v_{CIU+u}	$1,1 \cdot 10^{-7}$	227	0
CID	$3,3 \cdot 10^{-8}$	54	12
0,1 v_{CIU+u}	$2,2 \cdot 10^{-8}$	0	23

Il existe donc clairement une corrélation positive entre la vitesse de cisaillement et la cohésion de l'échantillon et une corrélation négative avec son angle de frottement interne, montrant clairement l'influence de l'incompressibilité de l'eau (figure 5). Ces paramètres semblent donc bien liés par des relations linéaires (équation 5) applicables aux échantillons testés dans le cadre de cette étude (les vitesses sont normalisées par rapport à la vitesse v_{CID} de l'essai CID) :

$$\begin{cases} c = \min \left[\left(62 \ln \left(\frac{v}{v_{CID}} \right) + 40 \right) ; c_U = 300 \text{ kPa} \right] \\ \varphi = \max \left[\left(-5 \ln \left(\frac{v}{v_{CID}} \right) + 17 \right) ; \varphi_U = 0^\circ \right] \end{cases} \quad (5)$$

On peut aussi définir des courbes en « S », d'équation (6), (α et β étant des coefficients de calage des courbes, déterminés pour représenter au mieux les points de mesures) :

$$\begin{cases} c = \min \left[\frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{v_{CID}}{v} \right)} c_U ; c_U = 300 \text{ kPa} \right] \text{ avec } \alpha = 0,2 \\ \varphi = \max \left[\frac{1}{1 + \beta \left(\frac{v}{v_{CID}} \right)} \varphi' ; \varphi_U = 0^\circ \right] \text{ avec } \beta = 0,5 \end{cases} \quad (6)$$

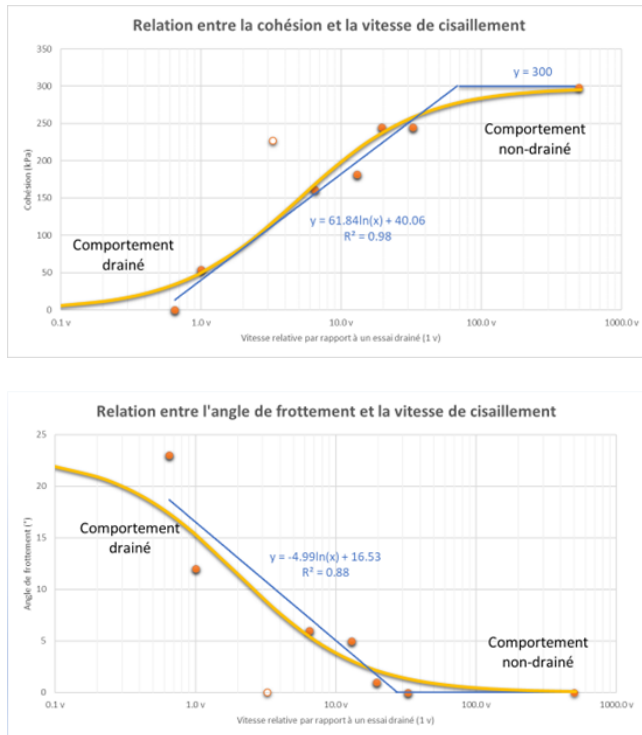


Figure 5. Relations entre les paramètres de cisaillement et les vitesses d'écrasement (point blanc écarté de l'analyse).

6 DISCUSSION ET ANALYSE

Rappelons tout d'abord que Vermeer et Meier (1998) ont proposé que les sols conservaient un comportement non drainé pour $U < 10\%$ (soit $T_v < 0,01$) et un comportement drainé pour $U > 70\%$ ($T_v > 0,40$). D'après l'équation (2) et les hypothèses précédemment citées sur la couche d'Argile plastique testée, cela correspond à des durées inférieures à la journée pour conserver un comportement non drainé et supérieures à 2 mois pour le comportement drainé (et plusieurs années pour se rapprocher de $U = 100\%$). Entre les deux, le comportement est intermédiaire. Cela peut justifier l'utilisation de valeurs intermédiaires des paramètres de résistance dans les calculs courants. Ces calculs ne tiennent pas compte de l'évolution des pressions interstitielles au cours du temps mais se limitent généralement à un calcul non drainé puis à un calcul drainé. Seuls des calculs couplés permettent d'approcher l'évolution de la stabilité au cours du temps.

D'autre part, il est possible de comparer la vitesse de cisaillement (convertie en m/s) avec la perméabilité du sol testé. Cela permet de voir qu'il y a plusieurs ordres de grandeurs entre les deux. On note aussi que les valeurs de l'essai CIU+u sont différentes de celle de l'essai CID, ce qui peut conduire à ne pas considérer les valeurs CIU+u comme un essai drainé.

Il est important de ne pas considérer les essais réalisés comme de la consolidation pure. Même si les

mécanismes en jeu sont similaires, la consolidation d'un sol consiste à retrouver un état d'équilibre après application d'une charge constante sur un sol faiblement perméable. Les essais réalisés diffèrent, car le chargement continu produit une augmentation permanente de la charge, donc une consolidation sous charge croissante.

7 CONCLUSIONS

La vitesse d'écrasement d'un échantillon dans une presse triaxiale peut être qualifiée de rapide ou de lente en regard de sa capacité à évacuer les pressions interstitielles induites par le cisaillement. Cette notion de rapidité dépend de la perméabilité du sol et des possibilités de drainage.

Sans vouloir introduire une loi de variation de la résistance au cisaillement au cours du temps, qui ne peut être qu'imprécise, les auteurs ont avant tout voulu montrer que parler des paramètres de cisaillement d'un sol n'a que peu de signification s'ils ne sont pas reliés à une vitesse de chargement et à l'évacuation contrainte ou libre de l'eau.

Il apparaît néanmoins que des paramètres intermédiaires entre les comportements non drainé et drainé d'un sol, souvent appelés paramètres travaux, peuvent être utilisés. Les constatations faites lors de cette étude sont cohérentes avec la bibliographie. En effet, Casagrande avait remarqué selon Costet et Sanglerat (1983) que la résistance au cisaillement pour un essai durant 3 jours ne représentait que 40 à 80 % de la résistance mesurée dans un essai durant 1 minute. Taylor (1948) de son côté a fait des constatations identiques, en montrant par exemple sur des argiles bleues de Boston que la cohésion chutait de 50 % environ lorsque la durée de l'essai était multipliée par 100.

L'interprétation des essais triaxiaux nécessite donc de bien appréhender la méthodologie de réalisation des essais et leurs conditions aux limites.

Il apparaît intéressant de poursuivre cette étude en comparant ces résultats avec des modélisations numériques, ainsi que de poursuivre le cadre théorique initié.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Boutonnier, L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation : cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse INP Grenoble
- Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. - PLAXIS V7.2 Finite element code for soil and rock analyses. Balkema, Rotterdam. 1998

- Casagrande A., Poulos S.J. (1964). Fourth report on investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays. Harvard Soil Mechanics Series No. 74
- Costet J., Sanglerat G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, Tome 1 et 2. Dunod.
- Gibbs H.J., Bara J.P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soil tests. ASTM STP 322, pp. 277-283.
- Jennings J.E., Knight K. (1957). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 316-319.
- Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985). Remblais sur argiles molles. Technique et Documentation – Lavoisier, Paris, 342 pages.
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, vol. 18, n°4, pp. 432-448.
- Magnan J-P. Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. Technique de L'ingénieur C214.
- Magnan J-P. Résistance au cisaillement. Technique de L'ingénieur C216.
- NF EN ISO 17892-8 (Mars 2018). AFNOR. Reconnaissance et essais géotechniques – essai triaxial non consolidé non drainé.
- NF EN ISO 17892-9 (Avril 2018). AFNOR. Reconnaissance et essais géotechniques – essais en compression à l'appareil triaxial consolidés sur sols saturés.
- Philipponnat B. et al. (2019). Fondations et Ouvrages en Terre, Eyrolles.
- Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics, Wiley, New York.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. J. Wiley, New York.
- Westerberg N. 1921). Jordtryck i kohesionara jordarter (Earth pressure in cohesive soils). Tekn. Tidskr., V.o.V., 51 :3:25-29; 4:49-58; 5:61-65.