

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.



MODELE MICROSTRUCTURAL DE COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES

MICROSTRUCTURAL CONSTITUTIVE MODEL FOR UNSATURATED SOILS

J. Biarez J.M. Fleureau S. Taibi

Ecole Centrale de Paris, Chatenay-Malabry, France

RESUME

L'article présente un ensemble de résultats expérimentaux obtenus sur le limon de Sterrebeek ($w_L = 27$, $I_p = 4$) non saturé: essais de dessiccation, essais triaxiaux NC et OC. Pour interpréter les résultats obtenus, un modèle utilisant des réseaux réguliers de billes de même diamètre a été développé. Ce modèle permet d'une part de construire la courbe de dessiccation-humidification, d'autre part de donner une expression de la contrainte effective, qui dépend de la densité du matériau et de la dimension des particules. La comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle théorique a montré la validité de ce type d'approche pour calculer la désaturation du limon, ou pour retrouver, dans le cas des essais triaxiaux sur échantillons non saturés, le même critère de résistance maximale, en contraintes effectives, que pour le sol saturé.

INTRODUCTION

La modélisation du comportement des sols partiellement saturés est abordée actuellement de deux façons différentes:

- d'une part, en considérant indépendamment le rôle des contraintes et de la pression négative. A la suite des recherches faites dans les années 60 (Coleman, 1962; Blight, 1967; Matyas & Radhakrishna, 1968), de nombreux modèles semi-empiriques ont été élaborés pour interpréter les variations de volume (Lloret & Alonso, 1985), la résistance (Fredlund *et al.*, 1978) ou le comportement global du sol (Alonso *et al.*, 1990).

- d'autre part, en s'appuyant sur le concept de contraintes effectives si l'on admet que, comme pour les sols saturés, le comportement du sol non saturé ne dépend que de la combinaison des contraintes et de la pression négative. Sous sa forme élémentaire, cette approche ne permet pas d'expliquer certains phénomènes comme la "sous-consolidation" des sols non saturés, responsable de l'effondrement. En revanche, associée à un modèle d'érouissage du sol avec la pression négative, elle présente de nombreux avantages, notamment en assurant un passage continu du milieu saturé au milieu désaturé, à condition de disposer d'une définition correcte de la contrainte capillaire, contribution de la pression négative à la contrainte effective.

Dans ce but, un modèle composé de sphères de même diamètre a été développé. Compte-tenu de sa simplicité, l'objectif de ce modèle se limite à mettre en évidence les mécanismes mis en jeu et à fournir un ordre de grandeur de la contrainte capillaire. Le modèle est utilisé ici pour interpréter un ensemble de résultats expérimentaux obtenus sur un limon partiellement saturé.

L'utilisation de modèles composés d'arrangements réguliers de billes permet de comprendre des aspects essentiels du comportement des milieux granulaires, en disposant d'un milieu bien défini du point de vue géométrique et mécanique, où toutes les grandeurs peuvent s'exprimer de façon analytique. Plusieurs auteurs (Blight, 1967, Escario, 1988) ont cherché à étendre cette démarche à l'étude du comportement des sols non saturés, sans que ceci débouche sur une conception globale du problème. Récemment, un modèle similaire, composé de sphères de diamètres différents dans un arrangement aléatoire, a été présenté par Gili & Alonso (1988) pour étudier l'influence des forces capillaires sur les déplacements

interparticulaires. Gili a pu ainsi, en utilisant l'approche de Cundall (1963), construire des milieux dont la structure est très semblable à celle des matériaux réels. Cependant, il s'agit d'un modèle essentiellement bidimensionnel et il ne semble pas, pour l'instant, que l'analyse ait pu être poussée jusqu'au niveau de la simulation du comportement mécanique de ces milieux, peut-être en raison de sa complexité. C'est l'une des raisons qui nous a conduit à nous limiter à un modèle extrêmement simple pour interpréter nos résultats (billes de même diamètre, réseaux réguliers, etc.).

MATERIAU ET ESSAIS REALISES

Les essais ont été réalisés sur le limon de Sterrebeek, provenant de la région de Bruxelles. Les caractéristiques du sol sont indiquées dans le Tableau 1. Outre les essais d'identification, des essais de dessiccation-humidification et des essais oedométriques et triaxiaux sur le sol saturé et non saturé ont été réalisés. Les essais de dessiccation-humidification ont été faits en utilisant les techniques classiques d'imposition de la pression négative ou succion, $u_a - u_w$ (plaques tensiométriques, surpression d'air, osmose, solutions salines) et en mesurant l'état des échantillons à l'équilibre. L'état initial du matériau est une pâte à $w_l = 1.5 w_L$ ou un matériau consolidé sous 200 kPa (Biarez *et al.*, 1988).

Les essais triaxiaux sur échantillons partiellement saturés utilisent un montage triaxial classique dans lequel la base de la cellule a été équipée d'une céramique semi-perméable, de 1.5 MPa de pression d'entrée d'air. Une pression d'air constante est appliquée par la tête de l'échantillon, tandis que l'on mesure la pression d'eau, positive ou négative, à la base. Il s'agit d'essais *non drainés* à teneur en eau constante, à pression d'air u_a imposée, avec mesure de u_w . Les échantillons ont été préparés par drainage à partir d'un matériau saturé consolidé sous une contrainte de 100 kPa. Le drainage est produit en augmentant progressivement la pression d'air (avec $u_w = 100$ kPa), et simultanément la contrainte latérale σ_3 de manière à maintenir la différence ($\sigma_3 - u_a$) constante ($\sigma_3 - u_a = 100$ kPa). Deux

Tableau 1 - Caractéristiques du limon de Sterrebeek

γ_s/γ_w	< 80 μ m	< 2 μ m	D_{60}	D_{10}	w_L	w_P	w_{SL}
2.71	98%	13%	37 μ m	1 μ m	27	23	22

séries d'échantillons ont été fabriqués pour les essais à pression négative imposée: (a) des échantillons normalement consolidés (NC) par drainage, (b) des échantillons surconsolidés (OC) par drainage jusqu'à une pression négative maximale ($u_a - u_w$) de 1350 kPa, puis par humidification. Le rapport de surconsolidation (OCR) de chaque échantillon est défini comme le rapport entre la contrainte effective de consolidation définie selon Terzaghi (1450 kPa) et la contrainte effective initiale de chaque essai. Pendant l'écrasement, à la vitesse de 1 $\mu\text{m}/\text{min}$, la contrainte ($\sigma_3 - u_a$) est maintenue égale à 100 kPa.

MODELE DE COMPORTEMENT D'UN ARRANGEMENT DE BILLES PARTIELLEMENT SATURE

Cas où l'Eau est la Phase Discontinue ($k_w = 0$)

Considérons deux billes indéformables de même diamètre ($D = 2R$), entre lesquelles s'est formé un ménisque (Fig. 1a). Nous supposons que la section du ménisque est circulaire, de rayon r , et que les billes sont parfaitement mouillables par le liquide, de telle sorte que le ménisque se raccorde tangentiellement aux billes ($\theta = 0$); par ailleurs, on néglige l'effet de la gravité. L'air est la phase continue et sa pression constitue la pression de référence de la pression d'eau et des contraintes. Dans ces conditions, il existe une relation bi-univoque entre la pression négative $-u_w$ et le volume d'un ménisque.

Du fait de la pression négative de l'eau, les ménisques exercent sur les particules des forces d'attraction normales aux plans tangents. Ces forces ne peuvent donc pas provoquer de réarrangement des grains ou de changements de volume; elles contribuent néanmoins à la résistance du milieu. Expérimentalement, on rencontre ces conditions pour des teneurs en eau inférieures à la limite de retrait. La "force capillaire" f_u due au ménisque entre les deux sphères peut s'exprimer comme le produit de la pression négative et de S , section du ménisque dans le plan tangent (Fig. 1b):

$$f_u = (u_a - u_w) \cdot S = -u_w \cdot S$$

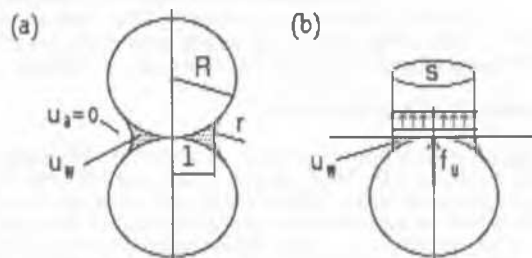


Fig. 1 - Hypothèses et notations du modèle

D'après la loi de Laplace, la pression négative est égale au produit de la tension superficielle T par la somme des 2 courbures principales, de rayons r et l :

$$f_u = T (1/r - 1/l) \cdot S$$

Compte-tenu des hypothèses faites (mouillabilité parfaite, etc.), les mécanismes sont réversibles et les calculs sont valables aussi bien pour un chemin de dessiccation que pour un chemin d'humidification, tant que les ménisques sont indépendants les uns des autres.

Cas où l'Air est la Phase Discontinue ($k_a = 0$)

L'air forme alors des bulles isolées au milieu de l'eau, sans contact avec les grains. Dans ce domaine, Biarez *et al.* (1991) ont montré que la notion de contrainte effective de Terzaghi restait valable. Toutefois, la présence des bulles d'air rend l'eau beaucoup plus compressible. Pour des grains de forme irrégulière, ou pour un arrangement irrégulier de grains sphériques, on peut montrer que la résultante des forces externes n'est pas en général perpendiculaire aux plans tangents: elle est donc susceptible de provoquer des déformations du milieu. La force capillaire, en diminuant l'obliquité

des forces de contact entre particules, et donc les possibilités de déformation, donnera au sol son caractère "sous-consolidé", caractéristique des milieux non saturés.

Passage du Milieu Discontinu au Milieu Continu

Le passage du milieu discontinu au milieu continu se fait en considérant des assemblages réguliers de billes: Quatre types d'assemblage ont été étudiés, avec des indices des vides compris entre 0.35 (dodécahédrique) et 1.95 (tétraédrique). Pour un assemblage régulier de billes de même diamètre initialement saturé, le processus de drainage ne peut se déclencher que lorsque la pression négative ($u_a - u_w$) est suffisante pour permettre le passage d'une bulle d'air sphérique à travers les seuils des pores les plus petits: la pression négative correspondante est appelée pression de désaturation ($-u_{wd}$). Une fois que la pression négative atteint $-u_{wd}$, elle reste constante pendant la désaturation, car elle est supérieure en valeur absolue à la pression négative nécessaire pour vider les pores plus gros existant entre les billes. Ce mode de désaturation cesse lorsqu'il ne reste plus que des ménisques d'eau autour des points de contact entre les particules, c'est-à-dire au moment où la phase eau devient discontinue et la phase air continue. Le point correspondant est par conséquent situé sur la courbe de dessiccation-humidification déduite du calcul précédent. On peut, de cette façon, construire la courbe de dessiccation de ce matériau "idéal", courbe qui est entièrement définie par le diamètre des billes et le type d'assemblage.

A l'intérieur d'un volume élémentaire représentatif (V.E.R.), la contrainte capillaire dans une direction est définie par:

$$p'_u = \Sigma f_i / S_{VER}$$

où Σf_i est la somme vectorielle des forces s'exerçant dans cette direction et S_{VER} , l'aire de la section du V.E.R. normale à cette direction. Dans le cas d'un milieu partiellement saturé, avec une phase eau discontinue, le modèle précédent permet de déduire la valeur de p'_u (Fig. 2). p'_u représente la partie isotrope du tenseur contrainte dû au liquide interstitiel qui, dans le cas général d'un arrangement quelconque de particules, possède en outre une composante déviatoire. Si le milieu est saturé, p'_u est égal à $-u_w$. On peut donc définir la contrainte moyenne effective comme la somme:

$$p' = p + p'_u$$

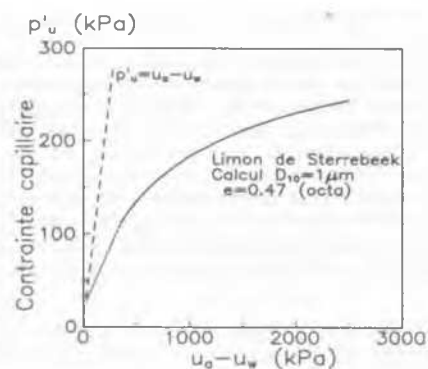


Fig. 2 - Variations de la contrainte capillaire p'_u avec la pression négative

RESULTATS OBTENUS ET DISCUSSION

Chemins de Dessiccation sur le Limon

La figure 3 présente la comparaison entre les résultats des essais de dessiccation sur le limon de Sterrebeek et les résultats fournis par le modèle. On constate un bon accord entre la pression de désaturation mesurée et la pression calculée dans le cas d'un réseau régulier d'indice des vides voisin de celui des essais (0.5 - 0.6), pour un diamètre de billes égal au D_{60} du matériau. En revanche, aux fortes pressions négatives, le chemin suivi expérimentalement se rapproche de celui calculé pour le D_{10} du sol.

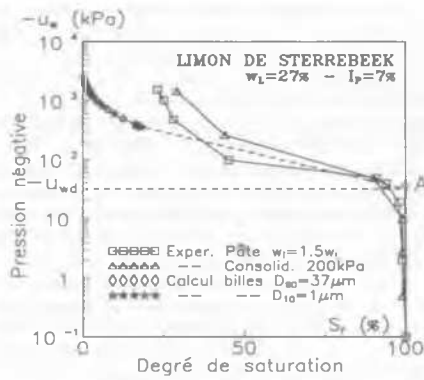


Fig. 3. Comparaison des chemins de dessiccation expérimentaux et calculé sur le limon

Une explication possible de ce comportement est que, lors du drainage, les pores les plus gros sont les premiers à se désaturer et les ménisques entre les billes de $37 \mu\text{m}$ jouent alors le rôle majeur dans cette partie de l'essai. Une fois que ces pores sont vides, des pores de plus en plus petits vont progressivement se vider, jusqu'aux pores compris entre les billes de $1 \mu\text{m}$ lorsque le degré de saturation atteint 25 %.

Essais Triaxiaux Saturés

Les résultats des essais triaxiaux NCIU sur le limon de Sterrebeek saturé préparé dans des conditions "normalement consolidées" sont représentés sur la figure 4. Dans le plan $[e_1 ; q]$, on note l'augmentation continue du déviateur jusqu'à des déformations supérieures à 30 % et, parallèlement, pour les faibles contraintes de consolidation, la diminution importante de la pression interstitielle après une augmentation très rapide (correspondant à quelques pourcents de déformation). Ceci se traduit, dans le plan $[p' = p - u_w ; q]$, par des chemins qui rejoignent rapidement la droite de pente $\eta_{max} = (q/p)_{max} = 2$ pour la suivre ensuite.

Ce comportement, que l'on observe souvent lors d'essais non drainés sur des sables, est lié à une surconsolidation fictive, due au mode de mise en place (Biares & Hicher, 1990). La tendance à la dilatance, empêchée par l'absence de drainage, entraîne une diminution de pression pouvant aller jusqu'à la cavitation de l'eau. Dans le cas du limon de Sterrebeek, l'aspect surconsolidé apparaît aussi bien dans le plan $[p' ; q]$ où les chemins montent verticalement, que dans le plan $[\log(p') ; e]$ où l'on observe une augmentation importante de p' à indice des vides constant (essais non drainés). Dans ce dernier plan, on peut définir une droite d'état limite.

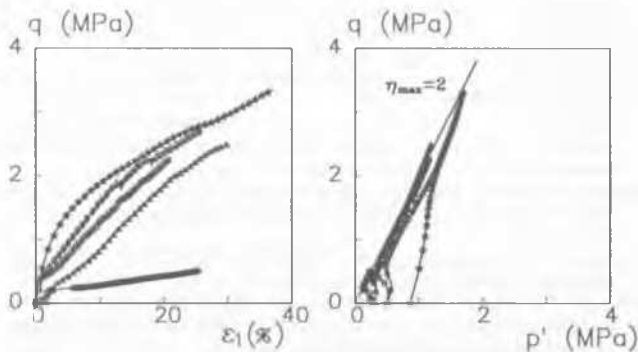


Fig. 4 - Essais triaxiaux NCIU sur le limon saturé

Essais Triaxiaux Non Saturés

Les résultats des essais sur échantillons partiellement saturés NC et OC sont représentés sur les figures 5 et 7. Le comportement du limon non saturé résulte de la superposition de plusieurs facteurs: (a) la tendance à la dilatance, en grandes déformations, liée à son caractère surconsolidé, qui jouera le rôle principal aux faibles pressions, (b) l'augmentation de rigidité avec la pression négative, prépondérante aux fortes pressions, (c) l'existence de variations de volume, rendues possibles par la désaturation du sol, même pour des essais non drainés.

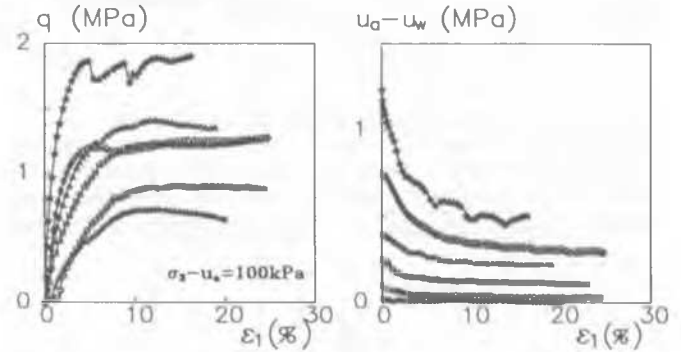


Fig. 5 - Essais triaxiaux NC sur le limon non saturé

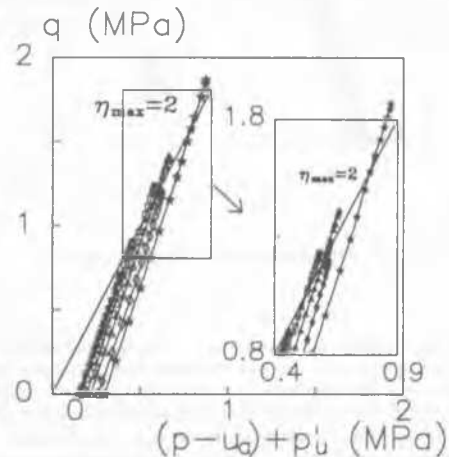
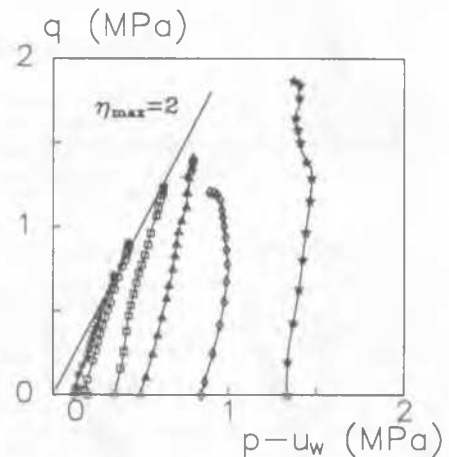


Fig. 6 - Interprétation des essais triaxiaux NC

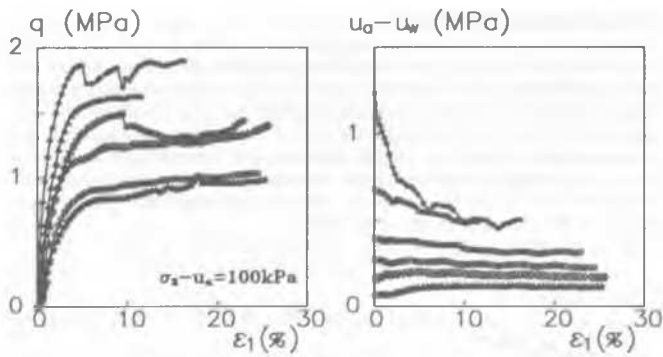


Fig. 7 - Essais triaxiaux OC sur le limon non saturé

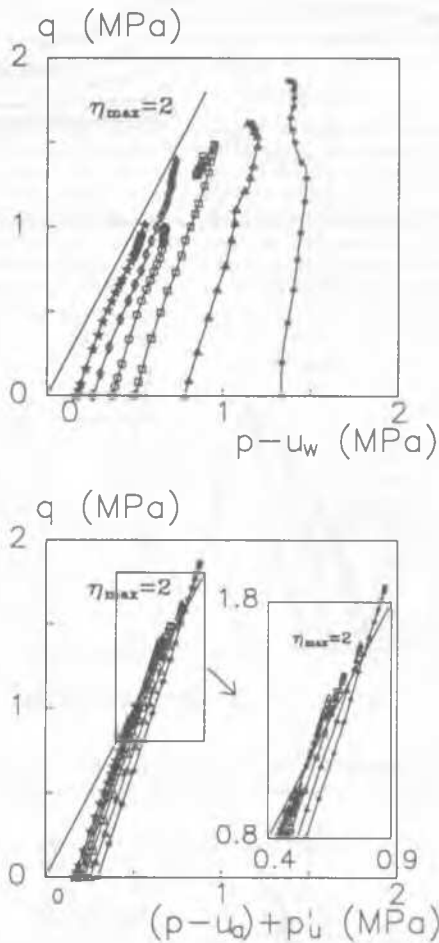


Fig. 8 - Interprétation des essais triaxiaux OC

L'existence de variations de volume au cours du cisaillement se traduit, dans le plan $[e_1; u_a - u_w]$, par une évolution des pressions interstitielles différente de celle des échantillons saturés: jusqu'à une déformation de quelques pourcents, le volume des échantillons diminue et l'on observe une diminution de $u_a - u_w$ (augmentation de u_w); en revanche, pour des déformations plus importantes, l'indice des vides augmente et bloque les variations de pression. On note toutefois, pour les plus fortes valeurs de l'OCR, une légère augmentation de $u_a - u_w$. L'interprétation des essais a

été faite en traçant les résultats d'une part en fonction de la contrainte effective de Terzaghi ($p' = p + (-u_w)$), d'autre part en fonction de la contrainte effective déduite du modèle de billes précédent ($p' = p + p'_u$).

Dans le plan des contraintes effectives classiques $[p' = p - u_w; q]$ (Figs. 6 et 8), les chemins suivis par les échantillons NC et OC ont une pente comprise entre 3 et 4, intermédiaire entre celle des échantillons surconsolidés et celle des chemins drainés. Cependant, alors que tous les essais NC faits à faible contrainte de confinement se terminent sur la droite de pente $\eta_{max} = 2$ des essais saturés, la plupart des essais OC n'y parviennent pas, ce qui indique la possibilité d'une rupture prématurée de ces échantillons, bien qu'elle n'apparaisse pas dans le plan $[e_1; q]$. A partir d'une valeur de p' comprise entre 400 et 500 kPa, les chemins ne rejoignent plus la droite $\eta_{max} = 2$, même dans le cas du limon NC. En revanche, on constate qu'avec l'expression de contrainte effective donnée par le modèle ($p' = p + p'_u$), les points finaux des essais s'alignent correctement sur la droite $\eta_{max} = 2$. Bien qu'il demeure une certaine dispersion due aux simplifications du calcul, on peut considérer que les résultats permettent de valider qualitativement cette notion de contrainte effective pour la définition du critère de résistance maximale des sols. Le modèle permet également de rendre compte correctement des résultats dans le plan $[\log(p'); e]$ où les points finaux des essais non saturés s'alignent sur la droite d'état limite définie par les essais saturés.

CONCLUSION

Les résultats présentés mettent en évidence le comportement original du limon de Sterrebeek, intermédiaire entre celui d'une argile et d'un sable: Sur chemin de dessiccation, la pression de désaturation de la pâte semble dépendre de la granulométrie, plutôt que de la limite de liquidité tandis que, sur chemin triaxial, le comportement surconsolidé d'échantillons saturés préparés sur un chemin NC indique l'existence d'une contrainte fictive de mise en place analogue à celle d'un sable. On retrouve également cet aspect dans les essais triaxiaux sur échantillons partiellement saturés.

Sur ces deux chemins, le modèle de billes isodiamétrales permet d'interpréter de façon satisfaisante les résultats obtenus; dans le cas des essais triaxiaux, il fournit notamment une expression généralisée de la contrainte d'origine capillaire en fonction du diamètre (D_{10}) des grains et de l'indice des vides et permet de retrouver le critère de résistance maximale des sols saturés.

REFERENCES

- Alonso, E.E., Gens, A. & Josa, A. (1990) A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40 (3): 405-430.
- Biarez, J., Fleureau, J.M., Zerhouni, M.I. & Soepandji, B.S. (1988) Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. *Revue Franç. Géotechn.* 41: 61-73.
- Biarez, J., Fleureau, J.M. & Kheirbek-Saoud, S. (1991) Validité de $\sigma' = \sigma - u_w$ dans un sol compacté. *Proc. of 10th Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Firenze, Vol. 1, pp. 15-18.
- Biarez, J. & Hicher, P.Y. (1990). in *Lois de Comportement des sols remaniés*, Ecole Centrale de Paris, Châtenay-Malabry.
- Blight, G.E. (1967). Effective stress evaluation for unsaturated soils. *J. of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, 93, S.M. 2: 125-148.
- Coleman, J.D. (1962). Stress-strain relations for partly saturated soils. *Géotechnique* 12 (4): 348-350.
- Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. (1963). Modelling of microscopic mechanisms in granular media. in *Mechanics of Granular Materials*. Jenkins & Satake eds. Elsevier, New-York, pp. 137-149.
- Escario, V. (1988). Formulaciones para la definición de la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados. *Ingeniería Civil* 68: 1-10.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotechn. J.* 15 (3): 313-321.
- Gili, J.A. & Alonso, E.E. (1988). Discontinuous numerical model for partially saturated soils at low saturation. *Proc. Int. Conf. on Num. Methods in Geomech.*, Innsbruck, pp. 365-372.
- Lloret, & Alonso, E. (1985). State surfaces for partially saturated soils. *Proc. of 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, San Francisco, Vol. 1, pp. 557-562.
- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H.S. (1967). Volume change characteristics of partially saturated soils, *Geotechnique* 18: 432-448.