

ARTICLE DE RECHERCHE / RESEARCH ARTICLE

Nouvelle approche d'analyse de la consolidation unidimensionnelle des sols argileux

Mohamed Ayeb^{*}, Mohamed Benezhebli et Youssef Ayeb

Laboratoire d'essais, d'études et d'expertises-L3E, 4 rue El-Ordane, Hay Marrakech, Marrakech, Maroc

Résumé – Dans le processus de consolidation et au regard de l'ordre de grandeur des contraintes auxquelles les sols sont soumis, les compressibilités de l'eau et des particules solides ne sont pas mises en jeu. Le volume des tassements correspond à celui de l'eau évacuée ; la courbe des tassements en fonction du temps est celle de l'écoulement de l'eau : la dynamique de la consolidation est hydraulique. Ainsi selon l'état de consolidation du sol ou du protocole de chargement il peut y avoir deux ou un seul régime d'écoulement : un régime rapide et un régime lent. Les essais montrent que la fonction qui caractérise la courbe de consolidation dans son intégralité est du type hyperbolique équilatère à deux paramètres que sont la déformation finale ε_∞ et la vitesse initiale de déformation. Les valeurs de la déformation finale obtenues par cette méthode sont conformes à celles que fournit la méthode d'Asoaka. L'introduction d'un temps adimensionnel noté t^* permet le calcul du facteur de puissance « m » utilisé pour la transposition de la courbe de consolidation à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique. La courbe de compressibilité stabilisée (CCS) définie par les points de coordonnées $(\log \sigma ; e_\infty)$ constitue l'enveloppe inférieure des courbes de compressibilité à différentes durées de chargement. C'est sur cette courbe que se situe les contraintes de préconsolidation caractérisant l'état de consolidation du sol. Dans ces conditions aucun accroissement de la contrainte de préconsolidation ne peut être généré par simple fluage sous une contrainte donnée et ce quelle que soit la durée de chargement considérée

Mots clés : tassement / consolidation / argiles / contrainte de préconsolidation

Abstract – **New unidimensional consolidation analysis of clay soils.** The consolidation process does not involve either the compressibility of the intergranular skeleton or that of the water. The volume of settlements corresponds to that of the evacuated water; the curve of settlements as a function of time is the counterpart of that of the flow of water: the dynamic of consolidation is exclusively hydraulic. Depending on the state of consolidation or the loading protocol, there may be two or one flow regime: a fast regime and a slow regime. The tests show that the function which characterizes the curve of consolidation in its entirety is of the equilateral hyperbolic type with two parameters which are the final deformation ε_∞ (or the voids ratio e_∞) and the initial deformation velocity v_0 . The values of the final deformation obtained by this method are consistent with those provided by the method of Asoaka. The introduction of an adimensional time denoted t^* allows the calculation of the power factor “ m ” used for the transposition of the consolidation curve to any length of hydraulic path. The stabilized compressibility curve (SCC) defined by the coordinate points $(\log \sigma ; e_\infty)$ constitutes the lower envelope of the compressibility curves at different loading times. It is on this curve that the preconsolidation constraints characterizing the state of consolidation of the soil lie. Consequently, no increase in the preconsolidation stress can be generated by simple creep under a given stress and this, whatever the duration of loading considered.

Keywords: settlement / consolidation / clays / preconsolidation stress

1 Théorie de la consolidation

L'un des problèmes les plus classiquement rencontrés en géotechnique est celui de la détermination des tassements correspondant à des diminutions d'épaisseurs des couches

soumises à l'effort de compression imposé par les ouvrages projetés. La théorie de la consolidation unidimensionnelle et le principe des contraintes effectives établis par K. Terzaghi (1923) sont dès lors incontournables. Cette théorie telle qu'elle a été élaborée, porte sur la consolidation dite primaire. Elle est basée sur des considérations simplificatrices qui supposent notamment : que le sol est complètement saturé d'eau de poids volumique γ_w , que la loi de Darcy est applicable, que la

^{*} Auteur de correspondance : md.ayeb@gmail.com

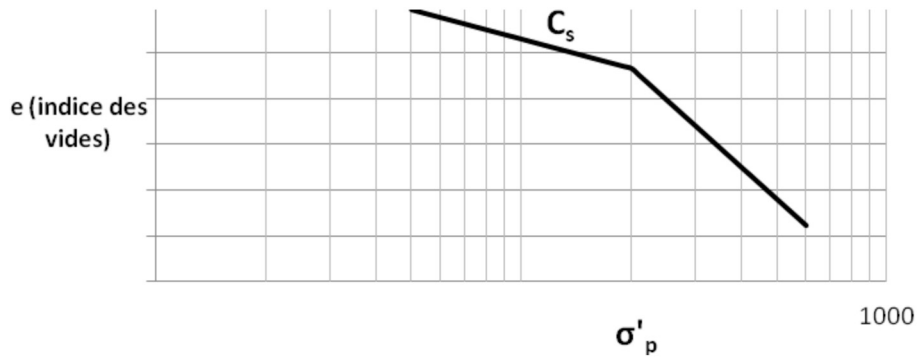


Fig. 1. Courbe de compressibilité–contrainte de préconsolidation σ'_p .

Fig. 1. Void ratio : $e / \log$ (effective stress) curve– σ'_p preconsolidation stress.

perméabilité k est constante et que les déformations sont verticales et dépendent des contraintes effectives par une relation linéaire indépendante du temps. L'équation différentielle qui la caractérise est analogue à la diffusion de la chaleur (1) où $\Delta u_{(z,t)}$ est l'accroissement de la pression interstitielle à la cote z et au temps t . C_v est le coefficient de consolidation du sol et E_{oed} module œdométrique; compte tenu des hypothèses, le coefficient de consolidation est une constante caractéristique du sol considéré.

$$\frac{\partial(\Delta u_{(z,t)})}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u_{(z,t)})}{\partial z^2}, \quad (1)$$

$$c_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w}.$$

La solution mathématique de l'équation différentielle précédente avec les conditions aux limites et initiales conduit à définir un nombre adimensionnel appelé facteur temps désigné par T_v (2) où h est la longueur du chemin hydraulique (distance maximale entre un point quelconque du sol et le point exutoire le plus proche) :

$$T_v = \frac{c_v}{h^2} \cdot t = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w \cdot h^2} \cdot t \quad (2)$$

Les limites de la théorie de Terzaghi dans le cas des sols argileux compressibles ont été relevées par de nombreux chercheurs et praticiens (Buisman, 1936; Biot, 1941; Koppejan, 1948; Thompson et Palmer, 1951; Skempton et Bjerrum, 1957; Gibson et Lo, 1961; Gibson *et al.*, 1981; Poskitt, 1969; Schlosser, 1973; Félix, 1980, 1981; Magnan, 1986; Magnan *et al.*, 1979; Mesri, 1973; Tavenas *et al.*, 1979; Taylor et Merchant, 1940). Des modèles faisant apparaître une deuxième phase de consolidation dénommée consolidation secondaire ont ainsi été développés. On retrouve plusieurs explications au phénomène de consolidation secondaire. Attribuée aux ruptures et aux changements d'organisation des liaisons entre les feuillets des particules pour les uns (Leonards et Ramiah, 1959; Barden, 1969; Lowe, 1974; Delage et Lefebvre, 1984; Griffiths et Joshi, 1991; Vasseur *et al.*, 1995; Nakaoka *et al.*, 2004; Wang et Xu, 2007), réarrangement particulière (déformation du squelette granulaire) pour les autres (Olson, 1989). Par ailleurs, certains auteurs considèrent que les consolidations primaire et secondaire se succèdent l'une à l'autre alors que d'autres placent leur genèse en même temps. Pour Mesri et Godlewski

(1977), il n'y a pas de raison pour que les mécanismes entraînant la consolidation secondaire soient différents de ceux responsables du tassement primaire. Certains de ces modèles ont introduit des lois de comportement rhéologique de sol parfois fort complexes, mais, il faut bien admettre que, outre la difficulté de mise en œuvre de certains de ces modèles, leur « plus-value » du point de vue pratique n'a pas non plus été clairement établie. En effet la volonté de prendre en compte les lois de déformation les plus proches de la réalité a rendu parfois les modèles mathématiques inexploitable du fait de leur complexité. D'autres encore ont alimenté le développement de méthodes numériques (Abbasi *et al.*, 2007; Conte et Troncone, 2007; Amiri *et al.*, 2011).

Les essais de compressibilité à l'œdomètre constituent l'un des fondements de l'étude de la consolidation. Cet appareil reproduit, en effet, les mêmes conditions de chargement sur un échantillon de sol aux dimensions fortement réduites. Les essais permettent d'établir deux types de courbes : la courbe de compressibilité qui représente l'indice des vides (ou les déformations) en fonction du logarithme de la contrainte appliquée et la courbe de consolidation qui donne les tassements (ou les déformations) en fonction du logarithme du temps (Fig. 1 et 2).

La courbe de compressibilité permet la détermination de la contrainte historique appelée contrainte de préconsolidation σ'_p ainsi que les indices de gonflement C_s (pente de la courbe historique) et de compression C_c (pente de la courbe vierge). Le coefficient de consolidation c_v et le taux de fluage C_α sont calculés à partir de la courbe de consolidation.

Le modèle de la consolidation unidimensionnelle le plus couramment utilisé s'appuie sur deux phases : une phase primaire hydraulique, caractérisée par le coefficient de consolidation c_v , qui correspond à la dissipation de l'accroissement de pression interstitielle et une phase secondaire ou de fluage, caractérisée par le taux (ou le coefficient) de fluage C_α . Il existe aussi une pré-phase primaire qualifiée d'instantanée, dont l'effet est fortement amplifié par l'essai œdométrique conduit au laboratoire où la charge est appliquée instantanément (type échelon de Heaviside) sur un échantillon aux dimensions fortement réduites. Cela n'est pas le cas sur le chantier, où la mise en place du préchargement demande un certain temps qui peut aller de quelques jours à plusieurs semaines en fonction des moyens mobilisés.

Dans la pratique courante, le coefficient de consolidation c_v est déterminé par la méthode de Casagrande (ou de Taylor). La

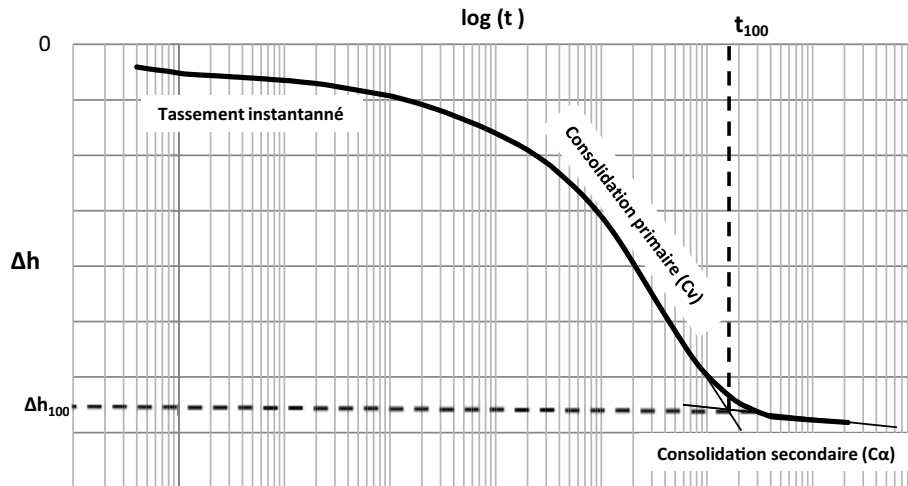


Fig. 2. Courbe de consolidation.

Fig. 2. Settlement(Δh)/log time curve.

courbe de consolidation en forme de «S penché» présente deux branches ; la première est marquée par une forte pente, la seconde branche apparaît après inflexion de la courbe avec une pente plus douce. Dans la méthode de Casagrande, l'intersection des deux droites définit le point de coordonnées t_{100} et la valeur de s_{100} qui correspond à la fin de la consolidation primaire où le taux de consolidation primaire atteint 100 %. La portion à forte pente est attribuée à la phase primaire, celle de la pente plus faible à la phase secondaire (Fig. 2). Le coefficient de consolidation c_v est calculé en utilisant le point t_{50} , où le taux de consolidation primaire atteint 50 % :

$$c_v = \frac{0,197h^2}{t_{50}}, \quad (3)$$

où h est la longueur du chemin hydraulique.

Le taux de fluage est calculé à partir de la pente de la phase secondaire selon la méthode de Buisman et Koppejan (1948) :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right), \quad (4)$$

avec, h_0 : épaisseur de la couche compressible exprimée en m ; Δh : tassement exprimé en m ; t_{100} : temps marquant la fin de la consolidation primaire ; t : temps du développement des tassements secondaires.

2 Caractérisation des principaux matériaux et équipements utilisés

Les deux principaux types de matériaux utilisés, choisis pour leur différence significative d'activité argileuse, sont : la vase du canal de rocade et le ghassoul :

- la vase a été prélevée à l'extrémité aval du canal de rocade d'Al Haouz. Ce canal d'une longueur de 93 km achemine les eaux qui assurent une partie des besoins agricoles de la plaine du Haouz et ceux d'eau potable de la ville de Marrakech. Cette vase a une limite de liquidité de 48 et un indice de plasticité de 14 ; elle est faiblement argileuse et peu plastique. Elle présente par ailleurs un coefficient

Tableau 1. Activité argileuse.

Table 1. Clay activity.

Paramètre	Vase	Ghassoul
Teneur en eau à la limite de liquidité w_L en %	48	137
Teneur en eau à la limite de plasticité w_P en %	34	54
Indice de plasticité $I_P = w_L - w_P$	14	83
PA = pourcentage de la fraction argileuse (dim < 2 μ m)	44	30
Coefficient d'activité argileuse = I_P/PA	0,32	2,77
Classe de Skempton	Inactif	Très actif

d'activité argileuse de 0,32, ce qui la situe dans la classe des sols inactifs selon Skempton (Tab. 1) ;

- le ghassoul est une argile connue pour ses différentes utilisations esthétiques : traitement des cheveux et de la peau. Le ghassoul a une limite de liquidité de 137 et un indice de plasticité de 83 ; c'est un matériau très argileux et très plastique. Il présente un coefficient d'activité argileuse de 2,3, ce qui le situe dans la classe des sols très actifs selon Skempton (Tab. 1).

Les courbes granulométriques de ces deux matériaux sont représentées sur la figure 3.

Afin de disposer d'échantillons homogènes, les matériaux ont été prélevés dans le terrain puis reconditionnés pour atteindre la teneur en eau à la limite de liquidité w_L (Tab. 1).

Deux œdomètres ont été utilisés pour la réalisation des essais. Le premier, de type classique, est drainé des deux faces, avec une longueur de chemin hydraulique de 1 cm ; le second n'est drainé que par sa face supérieure, la face inférieure étant munie d'un capteur de pression ; il présente une longueur de chemin hydraulique de 2 cm. Les mesures de pression peuvent être réalisées avec des pas de temps ajustables et pouvant aller jusqu'à 2/10^e de seconde. Les tests effectués lors d'essais non drainés sur les échantillons, avec des chargements de 200, 400 puis 600 kPa, ont montré la concordance des réponses fournies par le capteur de pression avec les contraintes appliquées.

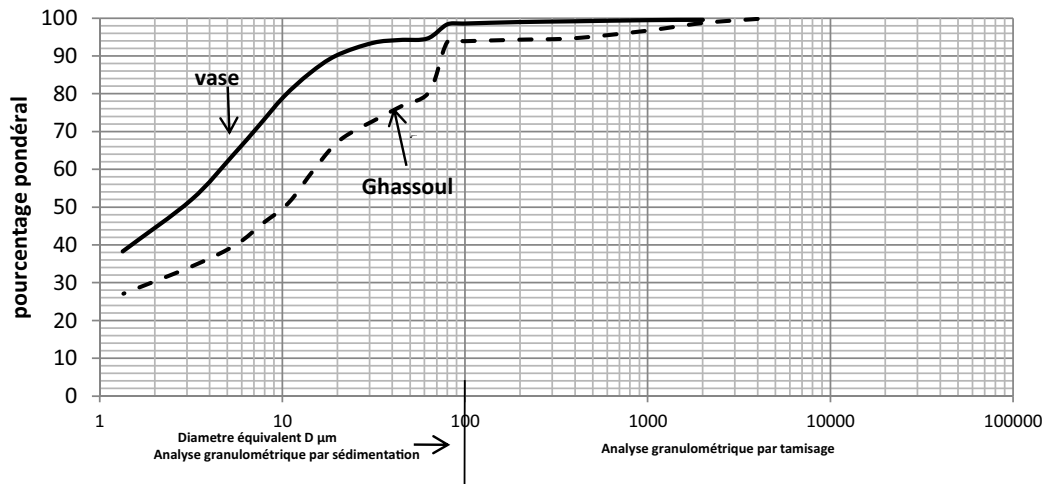


Fig. 3. Courbes granulométriques de la vase et du ghassoul.
Fig. 3. Grading curves for mud and ghassoul.

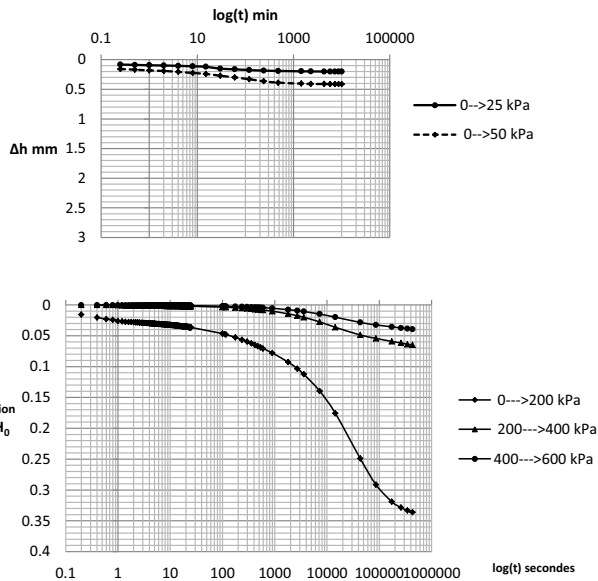


Fig. 4. a : Ghassoul surconsolidé ($\sigma'_p = 150$ kPa, chargement pendant 7 jours) ; b : Ghassoul normalement consolidé avec trois chargements successifs de 5 jours de durée et H_0 correspond à la nouvelle hauteur de l'éprouvette au début du nouveau chargement.
Fig. 4. a : Overconsolidated ghassoul – $\sigma'_p = 150$ kPa–loading time = 7 days; Δh = settlement; b : Normally consolidated ghassoul–three successive loads–loading time = 5 days each. H_0 height at the beginning of the new loading.

3 Limites de l'approche usuelle actuelle

On relèvera que le t_{100} utilisé par les méthodes de Casagrande et de Buisman et Koppejan correspond au temps où le taux de consolidation de la phase primaire a atteint 100 %, or, selon la théorie, ce taux n'est atteint qu'au bout d'un temps infini.

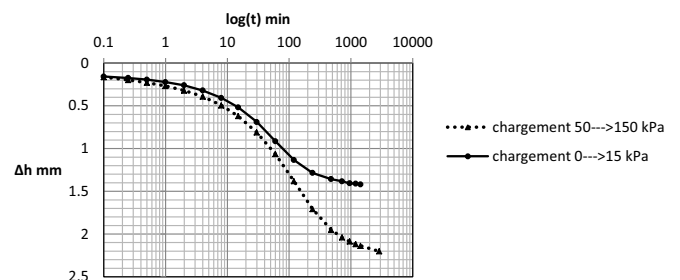


Fig. 5. Ghassoul remanié avec 2 paliers de chargement de 2 jours de durée.
Fig. 5. Two loadings increments of ghassoul; duration 2 days each.

L'application de ces méthodes est conditionnée par le fait que la courbe de consolidation présente une forme en « S » avec notamment une phase primaire bien marquée et qui est suivie par un point d'inflexion. Or, quand ces conditions font défaut, la mise en œuvre de ces méthodes s'avère délicate voire impossible. C'est le cas par exemple de certains essais conduits sur des sols surconsolidés et pour lesquels la contrainte appliquée est inférieure à la contrainte de préconsolidation (Fig. 4a, $\sigma'_p = 150$ kPa) ou dans le cas d'une série de chargements avec un palier constant sur un sol normalement consolidé (Fig. 4b) ainsi que des courbes établies par [Sridharan et Sreepada Rao \(1981\)](#). Sur les figures, les courbes de tassements commencent à 0 à chaque nouveau chargement.

Le coefficient de consolidation c_v n'est pas un invariant du sol considéré. Il dépend de la charge appliquée. Ainsi, les chargements du ghassoul de 0 à 15 kPa et de 50 à 150 kPa conduisent à un c_{v15} de $9,5 \cdot 10^{-9}$ m²/s dans le premier cas ; et à un c_{v150} de $2,9 \cdot 10^{-9}$ m²/s dans le second (Fig. 5).

Aussi, les essais conduits sur deux échantillons du même matériau soumis aux mêmes conditions de chargement mais avec des longueurs de chemin hydraulique différentes ne présentent pas le même coefficient de consolidation c_v . Dans le cas de la vase avec un chargement de 0 à 100 kPa durant cinq jours, en drainage unilatéral, le c_v est de $7,5 \cdot 10^{-8}$ m²/s ; il est de

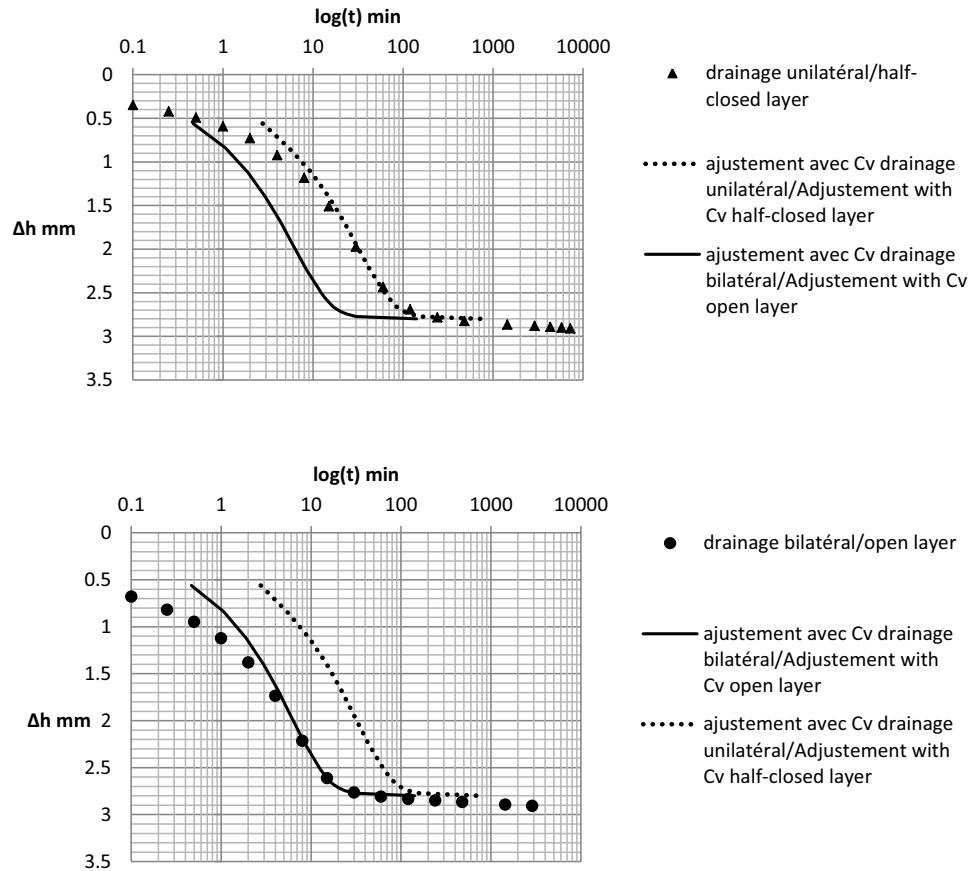


Fig. 6. a : Vase en drainage unilatéral : chargement 0→100 kPa, durée 5 jours ; **b :** Vase en drainage bilatéral : chargement 0→100 kPa, durée 5 jours.

Fig. 6. a : Mud: half-closed layer; load 0→100 kPa–duration 5 days; **b :** Mud: open layer; load 0→100 kPa–duration 5 days.

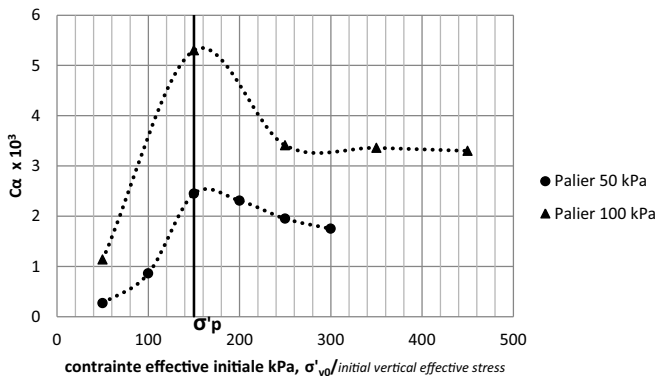


Fig. 7. Variation du coefficient de fluage C_α en fonction de σ'_{v0} et du palier de chargement $\Delta\sigma$.

Fig. . Variation of the secondary compression index C_α as function of the initial vertical effective stress and of the loading increment $\Delta\sigma$.

$1,1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ en drainage bilatéral. L'adéquation de l'ajustement aux points expérimentaux dépend du c_v considéré (Fig. 6a et b).

À l'instar du c_v , le coefficient C_α caractéristique de la phase secondaire (Philipponnat et Hubert, 2011) n'est pas non plus un invariant du sol considéré. Il dépend non seulement du palier de

chargement mais aussi de la contrainte effective initiale σ'_{v0} . Il atteint son maximum autour de la contrainte de préconsolidation. La figure 7 reproduit les variations du coefficient C_α en fonction de la contrainte effective initiale σ'_{v0} pour deux séries de chargement de la vase préconsolidée à 150 kPa avec un palier de 50 kPa pour la première série et de 100 kPa pour la seconde série. Les chargements de la première série sont : 50, 100, 150, 200, 250, 300 et enfin 350 kPa ; ceux de la seconde série sont 50, 150, 250, 350 et 450 kPa. La durée de chaque chargement est de 24 h.

Caractérisant la phase secondaire, le taux de fluage est impacté pourtant par les conditions de drainage. En effet, sa valeur croît avec la longueur du chemin hydraulique. Cela est confirmé par les essais réalisés sur la vase en drainage unilatéral et bilatéral (Fig. 8). Pour les deux longueurs de chemin hydraulique, le chargement de 100 kPa a été appliqué durant 5 jours. Le C_α drainage unilatéral est de $4,0 \cdot 10^{-3}$ alors que le C_α drainage bilatéral est de $2,6 \cdot 10^{-3}$.

Les essais réalisés à l'aide d'un œdomètre équipé d'un capteur de pression montrent qu'au point considéré comme marquant la fin de la phase primaire, la pression interstitielle n'est pas nulle et que, en conséquence, une partie de la courbe imputée à la phase secondaire relève de la phase primaire (Fig. 9a et b). La pression résiduelle à t_{100} est de 32 kPa dans le cas de la vase et de 60 kPa dans le cas du ghassoul.

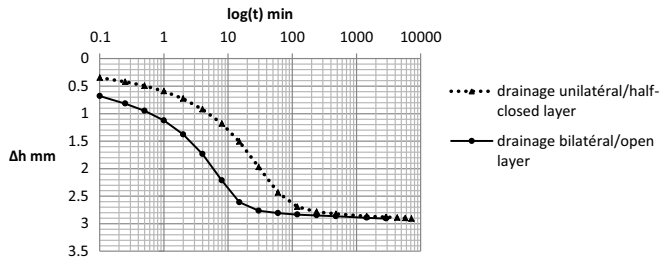


Fig. 8. Dépendance du coefficient de fluage C_α des conditions de drainage-Vase: chargement de 100 kPa en drainage unilatéral et bilatéral, durée 5 jours.

Fig. 8. Dependence of the secondary compression index C_α of drainage conditions—Mud—load 5 days 0→100kPa; open and half-closed layer.

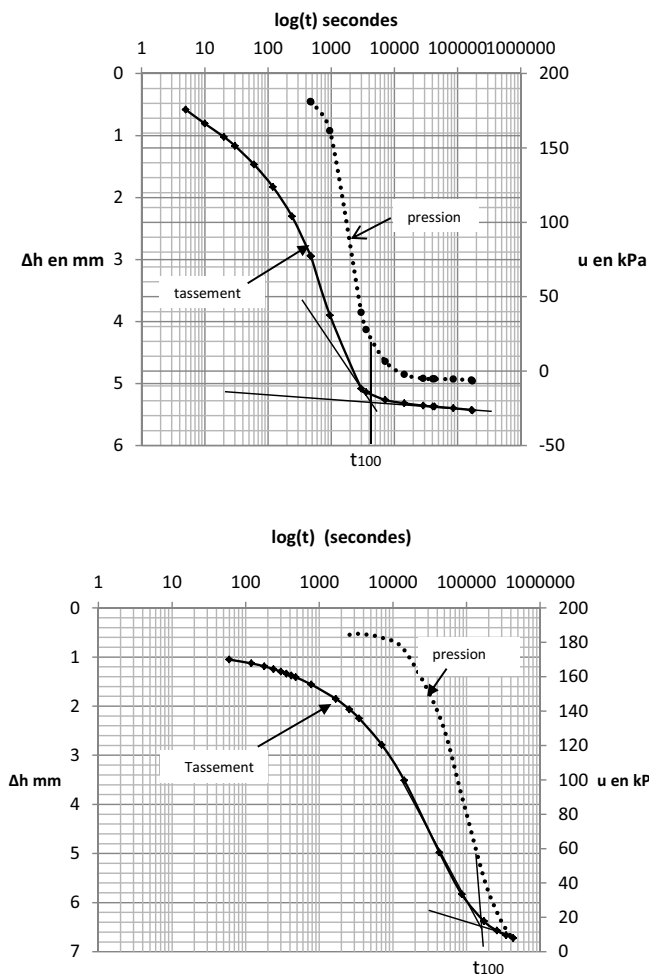


Fig. 9. a: Consolidation avec suivi de la pression interstitielle de la vase: chargement 0→200 kPa pendant 2 jours. Au point t_{100} la pression résiduelle est de 32 kPa; **b:** Consolidation avec suivi de la pression interstitielle du ghassoul: chargement 0→200 kPa pendant 2 jours. Au point t_{100} la pression résiduelle est de 60 kPa.

Fig. 9. a: Consolidation with pore-water pressure control in mud; load 0→200 kPa 2 days; at t_{100} the residual pore-water pressure is 32 kPa; b: Consolidation with pore-water pressure control in ghassoul; load 0→200 kPa 2 days; at t_{100} the residual pore-water pressure is 60 kPa.

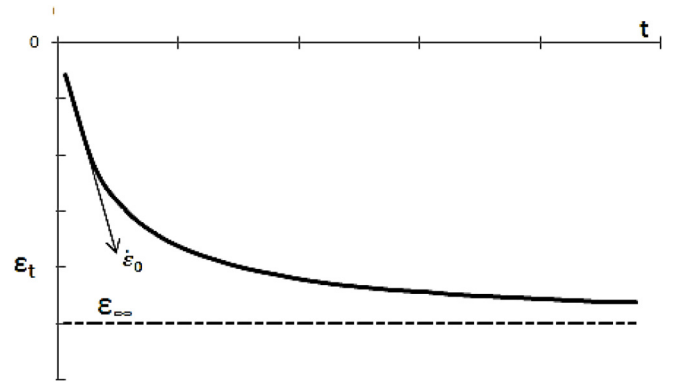


Fig. 10. Courbe de consolidation en échelle arithmétique.

Fig. 10. Consolidation graph in arithmetic time scale.

4 Nouvelle approche d'analyse de la consolidation unidimensionnelle

Les limites et les difficultés que présente l'approche segmentée usuelle amènent à la recherche d'autres méthodes permettant de mieux appréhender le phénomène de la consolidation. Dans le cadre de ces travaux, nous avons adopté une méthode expérimentale qui traite la courbe de consolidation dans sa globalité et qui s'appuie sur sa dimension hydraulique. Cette approche qui vise à dégager une méthode simple et pratique pour le calcul des tassements à différents horizons de temps s'appuie sur les considérations suivantes :

- au regard de l'ordre de grandeur des contraintes auxquelles les sols sont soumis, les compressibilités de l'eau et des particules solides ne sont pas mises en jeu. Le volume des tassements correspond à celui de l'eau évacuée; la courbe des tassements en fonction du temps reflète celle de l'écoulement de l'eau;
- même en phase de fluage, le processus de consolidation s'interrompt à l'arrêt du drainage; cela confirme que la dynamique de la consolidation est hydraulique;
- la représentation usuelle des tassements ou des déformations ϵ en fonction du temps faite en adoptant une échelle logarithmique en abscisse (Fig. 2), présente l'avantage de pouvoir représenter des temps allant de la minute jusqu'à plusieurs jours (voire même plusieurs mois). Cette distorsion de temps présente en revanche l'inconvénient d'amplifier le visuel des pentes des premières décades siège de la phase de consolidation primaire. Or, dans la représentation en coordonnées linéaires (temps, déformation) (Fig. 10); la courbe de consolidation présente une allure hyperbolique et aucune des phases attribuées à la consolidation primaire et secondaire ne peut être mise en évidence. Le point de coordonnées $(t_{100}, \epsilon_{100})$ marque la séparation de deux régimes d'écoulement: un régime d'écoulement rapide où les vitesses de tassement sont notables (c'est la phase primaire) et un régime d'écoulement lent et où *a contrario* les vitesses de tassement sont relativement lentes (c'est la phase secondaire ou le fluage). Le temps nécessaire pour atteindre un tassement donné Δh , est beaucoup plus rapide en phase primaire qu'en phase secondaire (Fig. 22).

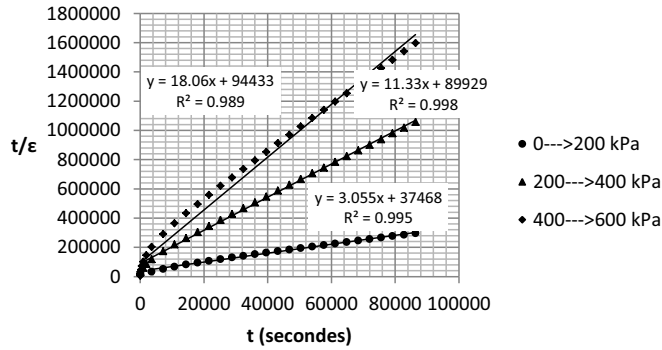


Fig. 11. Détermination des paramètres d'ajustement du ghassoul pour les trois chargements successifs de 5 jours de durée chacun.

Fig. 11. Determining ghassoul adjustment parameters for the three successive loadings of five days duration each.

Les essais à l'œdomètre effectués sur deux types de sol présentant des niveaux d'activité argileuse différents ont permis de confirmer que la fonction hyperbolique équilatère s'ajuste à la courbe de consolidation (Sridharan et Sreepada Rao, 1981, 1987 ; Tan *et al.*, 1991 ; Al Shamrani, 2004). La loi de consolidation qui décrit parfaitement l'intégralité du phénomène est caractérisée par deux grandeurs : la déformation finale ε_∞ et la vitesse initiale de déformation $\dot{\varepsilon}_0$. La loi de consolidation se présente sous la forme (5) :

$$\varepsilon_t = \frac{t}{\frac{1}{\dot{\varepsilon}_0} + \frac{t}{\varepsilon_\infty}} \quad (5)$$

La représentation $\frac{t}{\varepsilon} = f(t)$, permet d'ajuster une droite dont la pente est l'inverse de ε_∞ et l'ordonnée à l'origine est l'inverse de $\dot{\varepsilon}_0$.

Compte tenu de la nature même de la consolidation, l'écoulement engendré par l'accroissement de contraintes totales est du type paradoxal : car il génère les propres conditions de sa résorption. En effet, les tassements résultant de l'évacuation de l'eau, réduisent les sections de passage et accroissent en conséquence les pertes de charge ce qui ralentit les vitesses d'écoulement et donc celles des tassements.

5 Essais et résultats

Chacun des deux matériaux est reconditionné au départ de chaque série de mesures à la limite de liquidité w_L . Les chargements successifs, d'une durée de 5 jours chacun pour le ghassoul et de 2 jours pour la vase, sont de 200 kPa, suivi de 400 kPa et enfin de 600 kPa. Les essais en état surconsolidé (Fig. 16a-d) ont été effectués avec les mêmes chargements pour une durée de 2 jours ; la contrainte de préconsolidation est de 600 kPa.

On procède à la mesure du tassement et du temps correspondant. Dans l'œdomètre muni de capteur de pression, en plus du temps et du tassement, la mesure de la pression est aussi effectuée avec un pas de temps ajustable (minimum 2/10^e de seconde).

Pour la mise en œuvre de la méthode hyperbolique, seules les mesures effectuées durant les 24 premières heures ont été utilisées. Les déformations ε_∞ calculées ont ensuite été comparées à celles mesurées en fin d'essai (Tab. 3, 4 et 5)

Les figures 11 et 12 représentent $t/\varepsilon = f(t)$ pour le ghassoul et la vase. Elles permettent de déterminer par ajustement

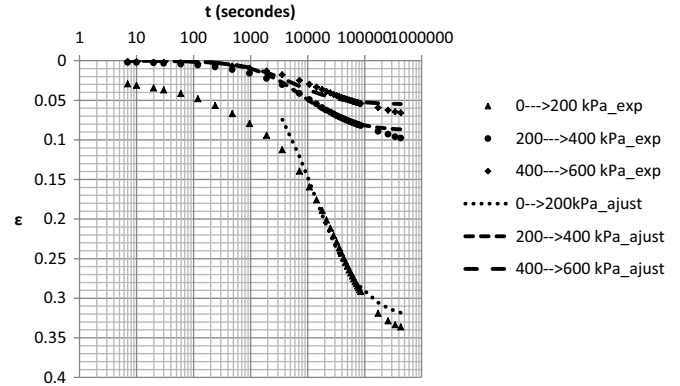


Fig. 12. Détermination des paramètres d'ajustement de la vase pour les trois chargements.

Fig. 12. Determining mud adjustment parameters for the three successive loadings of two days duration each.

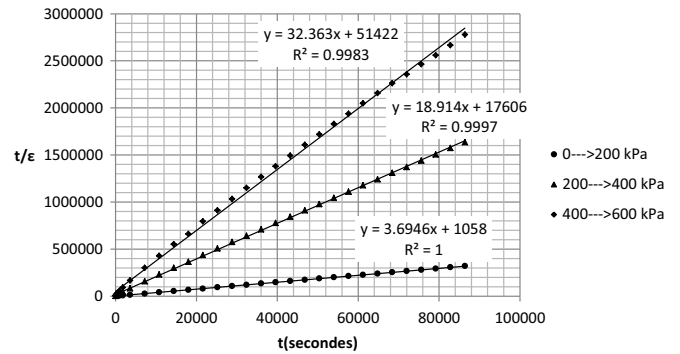


Fig. 13. Ajustement de la loi hyperbolique pour les trois chargements successifs du ghassoul.

Fig. 13. Hyperbolic fit for the three successive loadings of ghassoul.

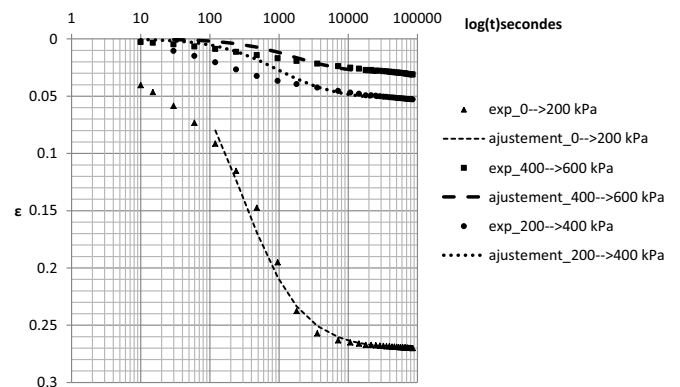


Fig. 14. Ajustement de la loi hyperbolique pour les trois chargements de la vase.

Fig. 14. Hyperbolic fit for the three successive loadings of mud.

linéaire les deux paramètres ε_∞ et $\dot{\varepsilon}_0$ pour les trois chargements. Les excellentes valeurs des coefficients de détermination permettent d'apprécier la bonne qualité des ajustements. Les figures 13 et 14 reproduisent les courbes classiques de consolidation $\varepsilon = \varepsilon(\log t)$ et les ajustements respectifs pour le ghassoul et la vase.

Tableau 2. Vitesses de déformations initiales et déformations finales.
Table 2. Initial strain rate and final deformation.

Chargement	0→200 kPa		200→400 kPa		400→600 kPa	
Matériau	Vase	Ghassoul	Vase	Ghassoul	Vase	Ghassoul
$\dot{\varepsilon}_0 \cdot (s^{-1})$	$9,45 \cdot 10^{-4}$	$2,67 \cdot 10^{-5}$	$5,68 \cdot 10^{-5}$	$1,11 \cdot 10^{-5}$	$1,94 \cdot 10^{-5}$	$1,06 \cdot 10^{-5}$
$\varepsilon_{\infty \text{hyperbolique}}$	0,27	0,33	0,05	0,09	0,03	0,06

Tableau 3. Vitesses de déformations initiales et déformations finales en état surconsolidé.
Table 3. Initial strain rate and final deformation in overconsolidated state.

Chargement	0→200 kPa		200→400 kPa	
Matériau	Vase	Ghassoul	Vase	Ghassoul
$\dot{\varepsilon}_0 \cdot (s^{-1})$	$1,57 \cdot 10^{-4}$	$1,37 \cdot 10^{-5}$	$2,61 \cdot 10^{-5}$	$1,02 \cdot 10^{-5}$
$\varepsilon_{\infty \text{hyperbolique}}$	0,028	0,050	0,011	0,030
ε_{24h}	0,028	0,048	0,011	0,030
ε_{2j}	0,029	0,049	0,011	0,032

6 Paramètres d'ajustement de la loi hyperbolique $\dot{\varepsilon}_0$ et ε_{∞}

La vitesse de déformation initiale $\dot{\varepsilon}_0$ (Tab. 2 et 3) apparaît comme une des grandeurs caractéristiques du matériau qui, à l'instar de la perméabilité, régit les conditions d'écoulement provoquées par l'accroissement de charge. Elle décroît avec la plasticité du matériau. Ainsi, $\dot{\varepsilon}_0$ de la vase est supérieure à celle du ghassoul. Pour un même matériau, les vitesses de déformation initiales décroissent lors de l'application d'une série de chargement croissante. La vitesse de déformation dépend aussi de l'état de consolidation du matériau, sa valeur en état surconsolidé¹ est inférieure à celle de l'état normalement consolidé (Fig. 15a–d ; Tab. 3).

Note : ε_{∞} (Tab. 2, 3, 4 et 5) représente la déformation finale qui détermine un état d'équilibre avec la contrainte appliquée σ_t . Elle ne correspond pas toujours à ε_{24h} comme le montrent les résultats des essais sur le ghassoul du tableau 4. Pour les sols peu plastiques, l'écart entre les deux valeurs est insignifiant. En revanche pour le ghassoul, matériau très plastique et qui présente une argilosité élevée, l'écart entre les deux déformations ne peut être négligé. Pour un même chargement, la déformation finale ε_{∞} est plus importante pour le matériau présentant le coefficient d'activité argileuse le plus élevé (Tab. 2).

ε_{∞} dépend de la nature du sol, de son patrimoine historique (nature et contrainte de préconsolidation σ'_p notamment), actuel (σ'_{v0} , contrainte initiale) et futur, $\Delta\sigma$ (accroissement de contrainte). En plus des paramètres précédents, dépend de la longueur du chemin hydraulique (Fig. 16 et Tab. 2, 3, 6a et 6b).

¹ En état surconsolidé (contrainte de préconsolidation de 600 kPa), les deux premières séries de chargement ont été effectuées durant 48 heures.

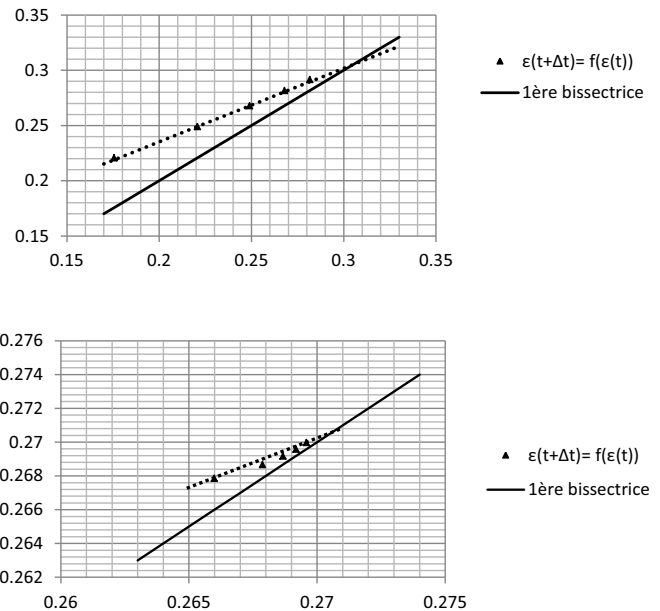


Fig. 15. a : Construction graphique d'Asoaka : ghassoul : chargement 0→200 kPa ; b : Construction graphique d'Asoaka : Vase : chargement 0→200 kPa.

Fig. 15. a : Graphic construction of Asoaka–ghassoul: loading 200 kPa; b : Graphic construction of Asoaka–mud: loading 200 kPa.

7 Comparaison des déformations finales avec la méthode graphique d'Asoaka

Afin de pouvoir vérifier la pertinence des valeurs de ε_{∞} obtenues par la méthode hyperbolique, il a été procédé à leur comparaison avec celles obtenues par la méthode graphique d'Asoaka (Asoaka, 1978 ; Magnan et Deroy, 1980 ; Baguelin, 1999 ; Tan et Chew, 1996).

La construction graphique d'Asoaka consiste à reporter les déformations successives espacées par un intervalle de temps constant Δt : $\varepsilon(t + \Delta t) = f(\varepsilon(t))$; la droite qui s'ajuste au mieux (au sens des moindres carrés) aux points P_i ainsi obtenus intercepte la première bissectrice à la valeur de la déformation finale ε_{∞} (Fig. 17a et b). Il faut toutefois signaler les difficultés dans la mise en œuvre de cette méthode et qui sont de deux sortes :

- les mesures sont rarement effectuées avec un intervalle de temps constant ce qui nécessite de procéder à des interpolation ;

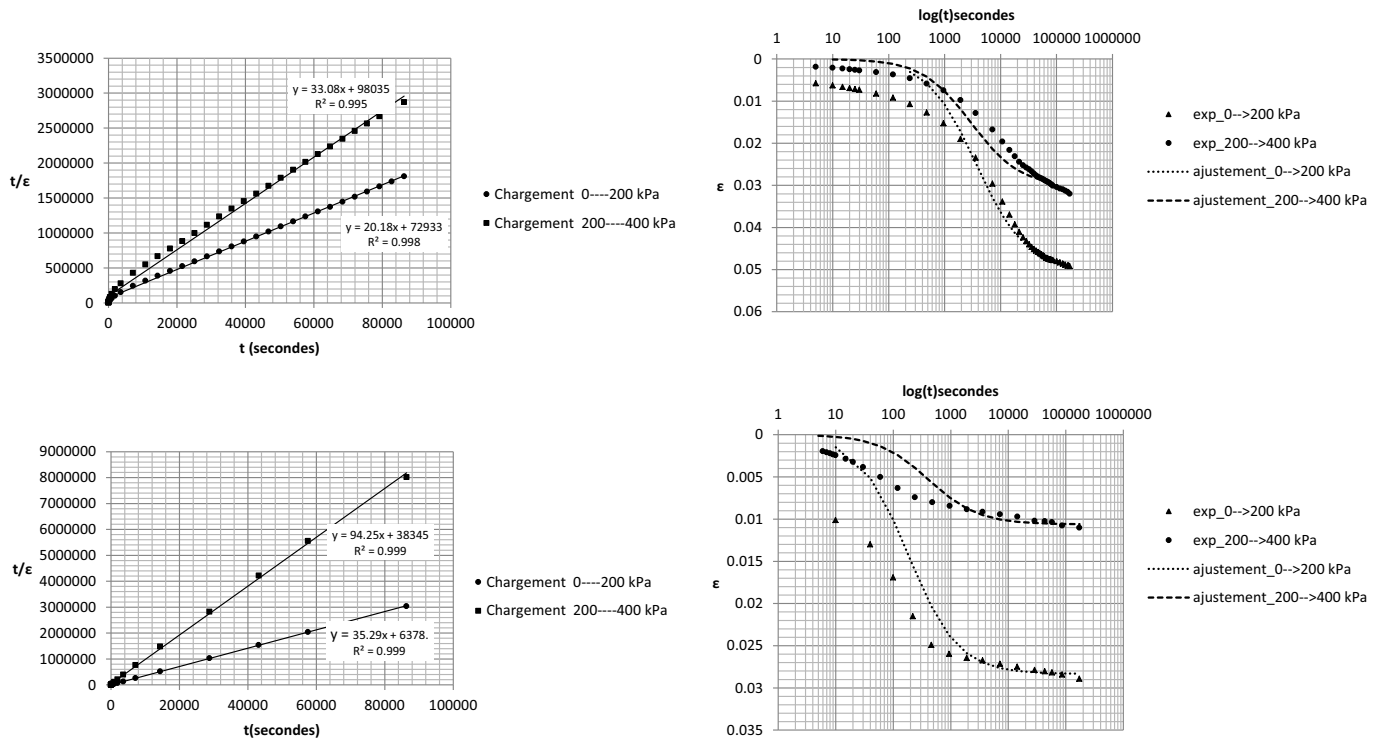


Fig. 16. a : Détermination des paramètres d'ajustement du ghassoul en état surconsolidé ($\sigma'_p = 600$ kPa) durée de chargement 2 jours ; b : Ajustement de la loi hyperbolique pour les deux chargements du ghassoul ; c : Détermination des paramètres d'ajustement de la vase en état surconsolidé ($\sigma'_p = 600$ kPa). Durée de chargement 2 jours ; d : Ajustement de la loi hyperbolique pour les deux chargements de la vase.

Fig. 16. a : Determining adjustment parameters of overconsolidated ghassoul for two successive loadings of 2 days duration each – $\sigma'_p = 600$ kPa; b : Hyperbolic fit for the two successive loadings of overconsolidated ghassoul; c : Determining adjustment parameters of overconsolidated mud for two successive loadings of 2 days duration each – $\sigma'_p = 600$ kPa; d : Hyperbolic fit for the two successive loadings of overconsolidated mud.

– les fluctuations inhérentes aux dispositifs de mesures qui peuvent introduire des biais dans la tendance générale (Fig. 18b et d).

Les calculs des déformations finales ont été effectués par la méthode hyperbolique et par celle d'Asoaka. Les tableaux 4 et 5 comportent en plus de ces valeurs calculées respectivement pour le ghassoul et la vase, les déformations mesurées au bout de 24 h et de 5 jours pour le ghassoul et de 2 jours pour la vase.

Les résultats fournis par la méthode hyperbolique et celle par construction graphique d'Asoaka présentent une bonne concordance.

8 Généralisation de la loi de consolidation

La détermination de la loi de consolidation constitue une première étape dans l'élaboration d'une nouvelle méthode de calcul des tassements des sols compressibles. La seconde étape est celle de la généralisation de cette loi à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique.

Dans un sol donné soumis aux mêmes conditions de chargement, les vitesses de déformations initiales varient en sens inverse des chemins hydrauliques puissance m soit :

On introduit le temps adimensionnel t^* défini comme le rapport des vitesses de déformations initiales pour des échantillons de sol soumis aux mêmes conditions de

chargement avec deux longueurs de chemin hydraulique respectives h_1 et h_2 . Ce facteur est donc inversement proportionnel au rapport des chemins hydrauliques puissance m , soit (6) :

$$t^* = \frac{\varepsilon_{\dot{0}_1}}{\varepsilon_{\dot{0}_2}} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^m \quad (6)$$

La détermination de l'exposant m se fait par la conduite des essais œdométriques avec deux longueurs de chemin hydraulique différentes. Cela peut se faire en utilisant le même œdomètre en drainage unilatéral ou bilatéral ou en disposant de deux œdomètres présentant des hauteurs d'échantillon différentes 2 et 4 cm par exemple.

Dans ces conditions, la généralisation de la loi de consolidation à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique h s'écrit (7) :

$$\varepsilon_t = \frac{t}{\frac{t}{\varepsilon_{\dot{0}_1}} + \frac{t}{\varepsilon_{\infty}}} \quad t = \left(\frac{h}{h_1} \right)^m \quad (7)$$

Les essais ont été effectués avec la vase et le ghassoul en drainage unilatéral et bilatéral avec un chargement de 100 kPa (Fig. 16a).

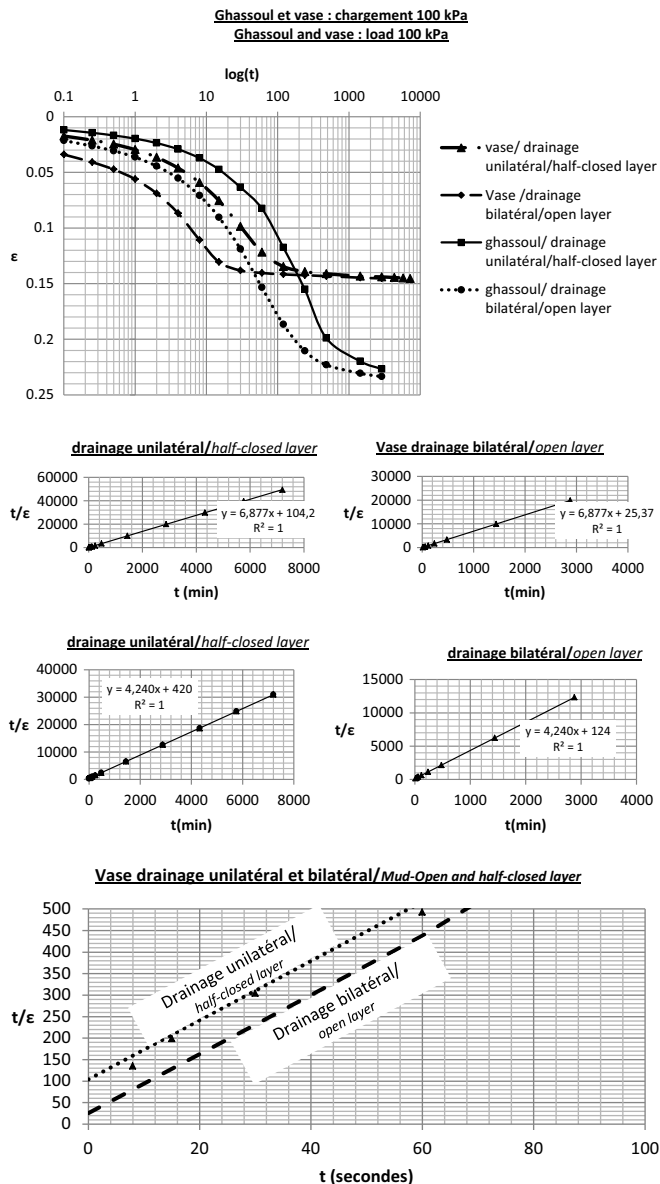


Fig. 17. a : Chargement à 100 kPa de la vase et du ghassoul en drainage unilatéral et bilatéral. Durée 5 jours ; b–c : Consolidation de la vase en drainage unilatéral et bilatéral ; d–e : Consolidation du ghassoul en drainage unilatéral et bilatéral ; f : Vitesse de déformation initiale et longueur du chemin hydraulique pour la vase.

Fig. 17. a : Loading at 100 kPa of mud and ghassoul in open and half-closed layer. Duration 5 days ; b–c : Consolidation of the mud in open and half-closed layer ; d–e : Consolidation of the ghassoul in open and half-closed layer ; f : Initial strain rate and hydraulic length for mud.

La valeur du coefficient m calculée dans le cas de la vase est de 2,04 ; elle est en conformité avec la théorie usuelle (Fig. 16b, c et Tab. 6a). En revanche, pour le ghassoul, la valeur du coefficient m est de 1,76, ce qui confirme que l'application de la théorie usuelle dans ce cas ne serait pas pertinente (Fig. 16d, e et Tab. 6b).

On obtient ainsi les paramètres de la transposition t^* et m pour la vase (Tab. 6a).

Il faut noter que, pour un sol donné, la valeur de la déformation finale (ϵ_∞) est identique pour les mêmes conditions de chargement et que seules varient les vitesses initiales de déformation. Celles-ci décroissent en fonction de la longueur du chemin hydraulique. Ainsi, en représentation $t/\epsilon = f(t)$, les droites de consolidation sont parallèles et seule l'ordonnée à l'origine est variable (Fig. 16f, cas de la vase en drainage unilatéral et bilatéral).

9 Applications de la loi hyperbolique

9.1 Calcul du c_v par la méthode hyperbolique

Ce calcul est effectué en utilisant la fonction hyperbolique pour calculer le t_{50} correspondant à $\frac{\epsilon_\infty}{2}$; le t_{50} est égal au rapport de la déformation finale ϵ_∞ sur la vitesse de déformation initiale $\dot{\epsilon}_0$, soit : $t_{50} = \frac{\epsilon_\infty}{\dot{\epsilon}_0}$. Le calcul du c_v pourra être effectué en utilisant la relation (4). Le tableau 7 présente les résultats des c_v calculés par cette méthode et par celle de Casagrande dans le cas de la vase en drainage unilatéral et bilatéral pour un palier de chargement de 0 à 100 kPa.

Les valeurs des coefficients de consolidation c_v , calculées par les deux méthodes sont parfaitement comparables.

9.2 Estimation des tassements finaux sous remblais de la deuxième rocade urbaine Rabat-Salé

Dans le cadre du projet de la réalisation de la deuxième rocade urbaine de Rabat-Salé/Lot 2, et compte tenu de la nature du sol d'assises constitué de vase compressible, il a été procédé à son préchargement afin d'accélérer le processus de consolidation. Des tassomètres ont été placés pour suivre l'évolution des tassements générés par les préchargements, en vue notamment de pouvoir apprécier le moment opportun pour procéder au déchargement. Les mesures ont été réalisées durant 8 mois entre le 21/04/2016 et le 23/12/2016. Le préchargement a été effectué d'une manière progressive entre le 21/04/2016 et le 08/08/2016. La hauteur atteinte par le remblai au niveau du tassomètre référencé 125BTS2 est de 6,5 mètres ; elle est de 8 mètres au niveau du tassomètre référencé 129BTS2. L'estimation des tassements finaux (Δh_{final}) a été faite en utilisant deux méthodes : la méthode hyperbolique et la méthode graphique d'Asoaka. La détermination du tassement final fait l'objet des figures 18a et b pour le tassomètre 125BTS2 et de la figure 18c et d pour le tassomètre 129BTS2. Le tableau 8 synthétise les résultats obtenus par les deux méthodes.

Comme on peut le constater dans le tableau 8, les valeurs des tassements fournies par la méthode graphique d'Asoaka et la méthode hyperbolique sont quasiment identiques. La méthode hyperbolique contrairement à la méthode d'Asoaka, présente toutefois l'avantage d'être facile à mettre en œuvre car elle ne requiert ni régularité des mesures ni la nécessité de procéder à des interpolations.

9.3 Évolution des tassements du site de Cubzac-les-Ponts (remblai B) d'après Magnan et Baghery (1981)

Nous avons repris le traitement des tassements par la méthode hyperbolique des mesures effectuées sur le site de Cubzac-les-Ponts (remblai B) (Fig. 19) ; ces mesures

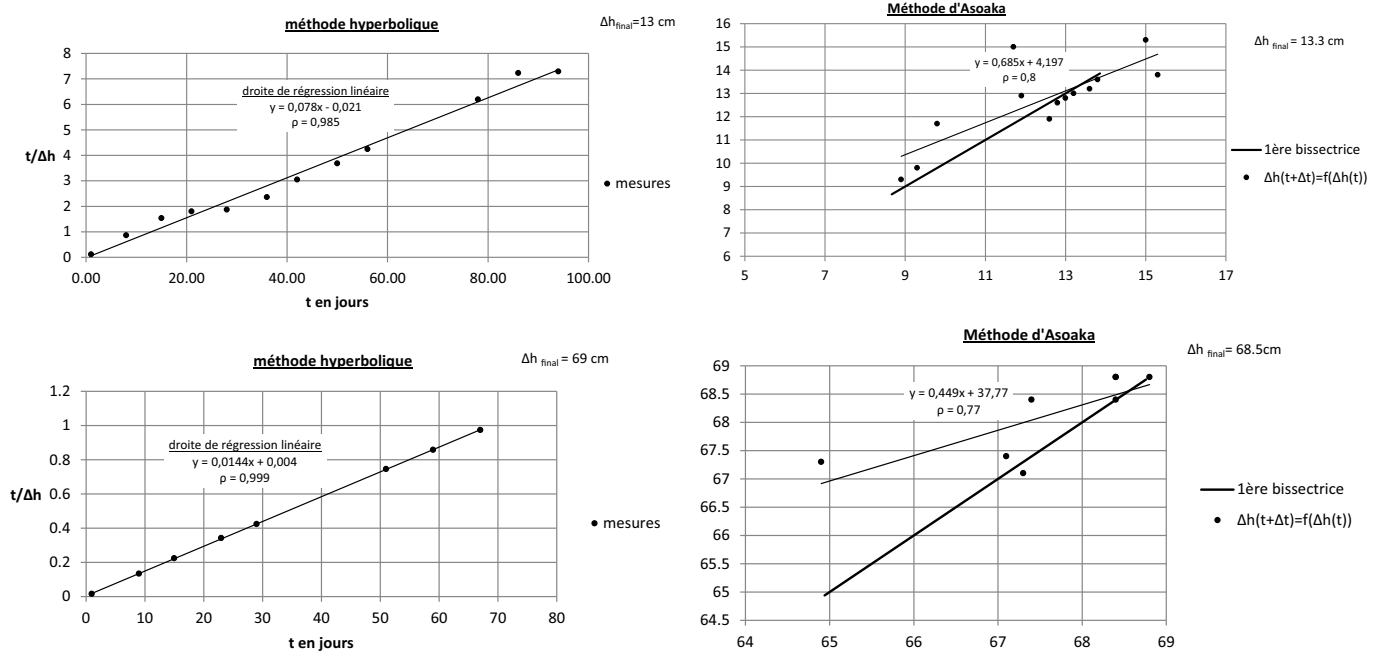


Fig. 18. a : Δh_{final} au 125BTS2 par la méthode hyperbolique ; b : Δh_{final} au 125BTS2 par la méthode d'Asoaka ; c : Δh_{final} au 129BTS2 par la méthode hyperbolique ; d : Δh_{final} au 129BTS2 par la méthode d'Asoaka.

Fig. 18. a : Final settlement to cell 125BTS2 by the hyperbolic method; b : Final settlement to cell 125BTS2 by the Asoaka method; c : Final settlement to cell 129BTS2 by the hyperbolic method; d : Final settlement to cell 129BTS2 by the Asoaka method.

Tableau 4. Ghassoul: déformations mesurées et estimées par les méthodes hyperbolique et d'Asoaka.

Table 4. Ghassoul: deformations measured and estimated by the hyperbolic and Asoaka methods.

Chargement	0→200 kPa	200→400 kPa	400→600 kPa
$\varepsilon_{\infty\text{hyperbolique}}$	0,33	0,09	0,06
$\varepsilon_{\infty\text{Asoaka}}$	0,31	0,08	0,05
ε_{24h}	0,29	0,08	0,05
ε_{sj}	0,34	0,10	0,07

Tableau 5. Vase: déformations mesurées et estimées par les méthodes hyperbolique et d'Asoaka.

Table 5. Mud: deformations measured and estimated by the hyperbolic and Asoaka methods.

Chargement	0→200 kPa	200→400 kPa	400→600 kPa
$\varepsilon_{\infty\text{hyperbolique}}$	0,27	0,05	0,03
$\varepsilon_{\infty\text{Asoaka}}$	0,27	0,05	0,03
ε_{24h}	0,27	0,05	0,03
ε_{2j}	0,27	0,05	0,03

accompagnaient la présentation d'une méthode approchée pour la prévision des vitesses de tassements des sols fins doués de fluage développée par Magnan et Baghery, qui a fait l'objet d'une publication au Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 111 en 1981.

La figure 19 montre qu'il y a un écart significatif entre les mesures des tassements et les calculs effectués par la méthode

Tableau 6a. Paramètres de transposition pour la vase.

Table 6a. Transposition parameters for the mud.

$h_1(\text{mm})$	$h_2(\text{mm})$	h_2/h_1	$\varepsilon_{\dot{0}_1}(\text{s}^{-1})$	$\varepsilon_{\dot{0}_2}(\text{s}^{-1})$	$t^* = \frac{\varepsilon_{\dot{0}_1}}{\varepsilon_{\dot{0}_2}}$	m
10	20	2,00	0,0394	0,0096	4,10	2,04

Tableau 6b. Paramètres de transposition pour le ghassoul.

Table 6b. Transposition parameters for the ghassoul.

$h_1(\text{mm})$	$h_2(\text{mm})$	h_2/h_1	$\varepsilon_{\dot{0}_1}(\text{s}^{-1})$	$\varepsilon_{\dot{0}_2}(\text{s}^{-1})$	$t^* = \frac{\varepsilon_{\dot{0}_1}}{\varepsilon_{\dot{0}_2}}$	m
20	10	0,50	0,0024	0,0081	0,30	1,76

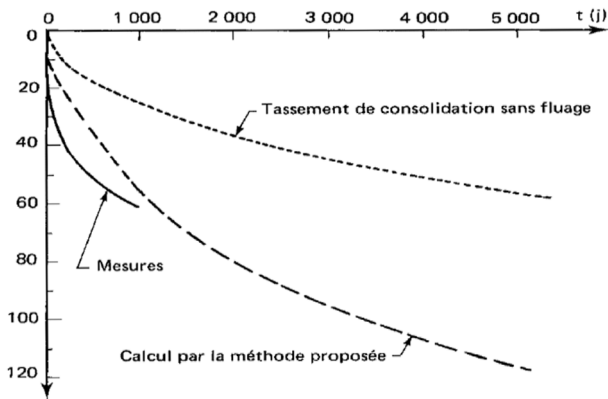
Tableau 7. C_v de Casagrande et C_v hyperbolique dans le cas de la vase en drainage unilatéral et bilatéral.

Table 7. C_v of Casagrande method and C_v of hyperbolic method in the case of the mud in open and half-closed layer.

Méthode	$c_v (\text{m}^2/\text{s})$	
	Drainage unilatéral	Drainage bilatéral
Casagrande	$7,49 \cdot 10^{-8}$	$1,11 \cdot 10^{-7}$
Hyperbolique	$8,74 \cdot 10^{-8}$	$1,14 \cdot 10^{-7}$

Tableau 8. Comparaison des tassements finaux.**Table 8.** Comparison of final settlements.

Tassomètre	Δh final (cm)		
	Hyperbolique	Asoaka	Mesuré
125 BTS2	13	13,3	12,8
129 BTS2	69,4	68,5	69,4

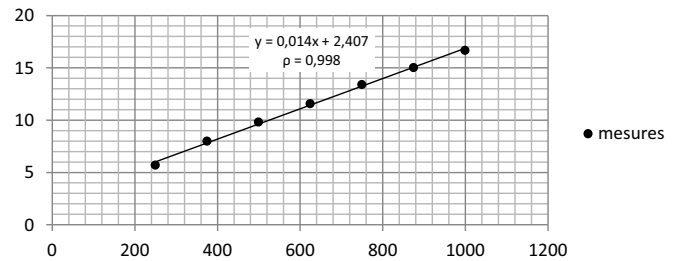
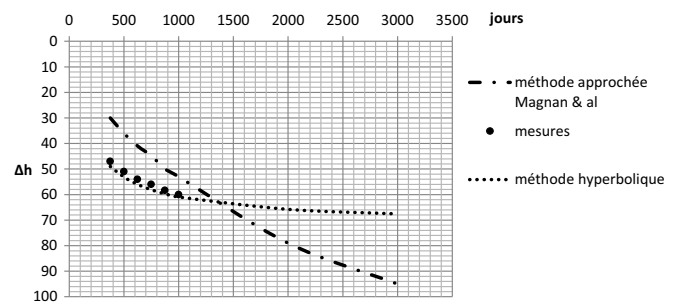
**Fig. 19.** Analyse des tassements de remblai B du site de Cubzac-les-Ponts (d'après Magnan et Baghery).**Fig. 19.** Analysis of settlement of B embankment at the Cubzac-les-Ponts site (Magnan and Baghery).

proposée. Cela a d'ailleurs été relevé par les auteurs. Toutefois, si l'écart entre les mesures et les calculs semble se réduire avec le temps : il ne s'agit que d'une phase transitoire. En effet l'application de la méthode hyperbolique (Fig. 20) sur les mesures effectuées permet d'extrapoler les mesures à différents horizons de temps. Ainsi, la divergence est notable entre la tendance du modèle de calcul développé et celle des mesures (Fig. 21).

9.4 Courbe de compressibilité stabilisée et contrainte de préconsolidation

Note : dans cette section on utilisera indifféremment les plans de représentation ($\log \sigma$, ε [déformation]) et ($\log \sigma$, e [indice des vides]); dans le premier cas l'orientation de l'axe des ordonnées est vers le bas; elle est vers le haut dans le second cas.

Il a été rappelé dans le paragraphe 3 que le temps t_{100} correspond selon la théorie classique à la dissipation totale de la surpression interstitielle et marque la fin de la consolidation primaire; or, les résultats des mesures (Fig. 9a et b) donnent des pressions à t_{100} de 32 kPa pour la vase et de 60 kPa pour le ghassoul. Ceci montre que pour ces expériences le gradient hydraulique entre la base de l'œdomètre et la pierre poreuse supérieure n'est pas nul à t_{100} . L'eau continuera donc de s'écouler de l'éprouvette vers la pierre poreuse à la fin de la phase primaire et pendant la phase secondaire telles que définies par la théorie classique de consolidation (Fig. 2). Il peut être conclu que l'équilibre hydraulique n'est donc pas atteint à la fin de la consolidation primaire et que les déformations de la phase secondaire sont dues au départ de

**Fig. 20.** Application de la méthode hyperbolique aux mesures du site de Cubzac-les-Ponts, remblai B.**Fig. 20.** Application of the hyperbolic method to measurements at the Cubzac-les-Ponts site, embankment B.**Fig. 21.** Tendances au long terme des mesures des tassements du site de Cubzac-Les-Flots, remblai B et de la méthode approchée de prévisions.**Fig. 21.** Long-term trends in Cubzac-Les-Flots settlement measurements, embankment B and the predicted forecast method.

l'eau sous un faible gradient hydraulique. La dépendance de C_α (coefficient de fluage) des conditions de drainage (Tab. 4) confirme en outre cette hypothèse. Ainsi, l'état d'équilibre sera atteint quand la surpression interstitielle sera totalement dissipée. La déformation totale de l'éprouvette due à un chargement correspond donc à celle atteinte pour cet état d'équilibre. L'utilisation d'une approche globale pour la prédiction des déformations en fonction du temps est pertinente étant donné que les déformations des phases primaire et secondaire sont régies par le départ de l'eau. Le point de coordonnées $(t_{100}, \Delta h_{100})$ marque le basculement entre un régime d'écoulement rapide et un régime d'écoulement lent. Dans le présent article, l'approche empirique basée sur l'extrapolation des points expérimentaux (ε , t) déduits de l'essai œdométrique a été privilégiée. Les modèles hyperboliques et d'Asoaka ont été utilisés pour ce faire et ont permis d'avoir d'excellents coefficients de détermination R^2 avec les points expérimentaux (Fig. 11, 13, 17a et b). Ces deux modèles permettent de prédire la valeur asymptotique de la déformation finale sous une charge donnée $\varepsilon_\infty = f(\sigma)$; cette déformation correspondra donc à l'état d'équilibre hydraulique de l'éprouvette.

Les courbes de compressibilité $e = f(\sigma)$, désignées par t_d (où d est la durée de chargement), se présentent sous la forme d'un faisceau de lignes parallèles (Taylor, 1948; Crawford, 1964; Bjerrum, 1967) qui se décalent vers le bas au fur et à mesure que la durée de chargement augmente (Fig. 22).

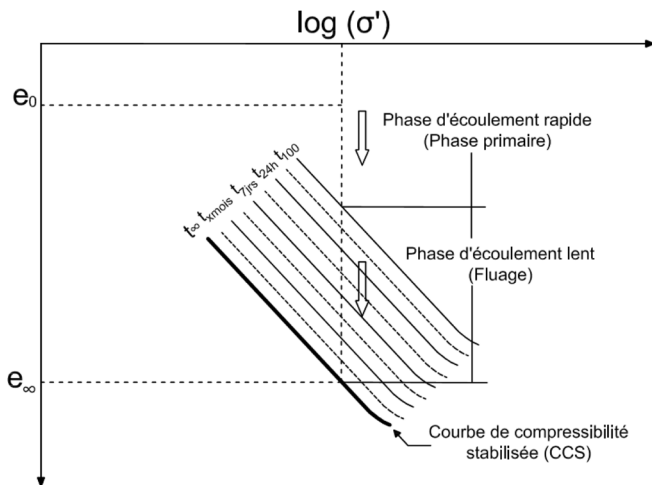


Fig. 22. Courbes de compressibilités et phases d'écoulement.
Fig. 22. Void ratio/log (effective stress) curves and flow phases.

Aussi, sous une charge appliquée σ , la consolidation du sol suivra une verticale qui interceptera les courbes t_d (Fig. 22). La consolidation s'effectuant avant l'interception de la courbe de consolidation à t_{100} s'opère en phase primaire et donc avec un régime d'écoulement rapide alors que celle qui a lieu au-delà de t_{100} correspond au fluage et un régime d'écoulement lent. Le fluage se poursuivra dans le temps jusqu'à l'interception de la courbe de compressibilité stabilisée (CCS) qui marque la fin de sa dynamique. La CCS correspond à la représentation de couples de valeurs: contrainte appliquée ($\log(\sigma)$; e_∞) et représente l'état d'équilibre hydraulique du sol étudié. Les courbes de consolidation à différentes durées de chargement constituent des états dynamiques dans le processus de consolidation, qui ne prend fin que lorsque la CCS est atteinte.

La courbe de compressibilité stabilisée (CCS) constitue une enveloppe inférieure des courbes de compressibilité à différentes durées de chargement.

La figure 23 présente les points expérimentaux de la déformation en fonction du chargement appliqué pendant une durée de 24 h: $\varepsilon_{24h} = f(\sigma)$ avec des chargements du ghassoul 0–200 kPa, 200–400 kPa et 400–600 kPa. Sur cette même figure sont représentées les déformations à l'équilibre ε_∞ estimées avec la méthode hyperbolique. Cette courbe représente donc la construction expérimentale de la courbe de compressibilité stabilisée (CCS) définie précédemment. Il est à noter que la déformation à 24 h représente dans ce cas en moyenne 89 % de la déformation finale, ce qui montre l'intérêt pratique de la construction de la courbe de compressibilité stabilisée (CCS) pour ce sol. Pour la vase, la CCS est quasi-confondue avec celle de ε_{24h} .

Afin d'étudier l'effet d'un déchargement sur le comportement du sol, un échantillon de ghassoul a été ramené à la teneur en eau limite de liquidité w_L puis a été soumis à un chargement de 150 kPa durant 24 h dans un œdomètre en drainage unilatéral. Une série de déchargements successifs a été ensuite appliquée. La durée entre deux déchargements successifs est de 24 h. La figure 24 présente les résultats expérimentaux de déformation en fonction de la charge appliquée. Les courbes ε_{24h} et celle de compressibilité stabilisée (CCS) construites précédemment pour ce sol ont été reportées sur cette même

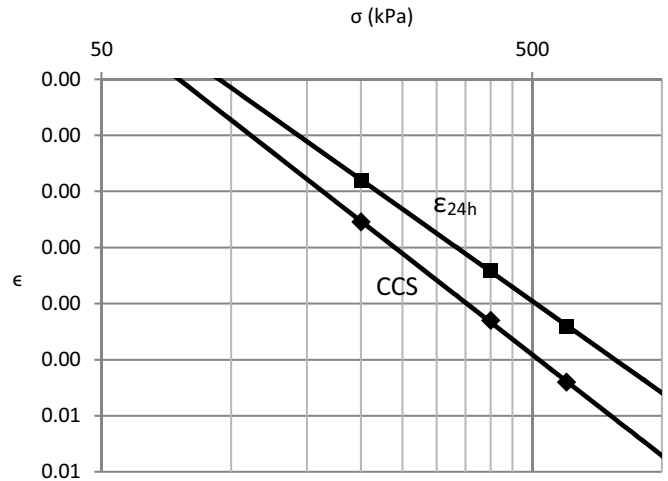


Fig. 23. Déformation à 24 h et courbe de compressibilité stabilisée (CCS) pour le ghassoul.

Fig. 23. Deformation at 24 h and Stabilized Compressibility Curve (SCC) for ghassoul.

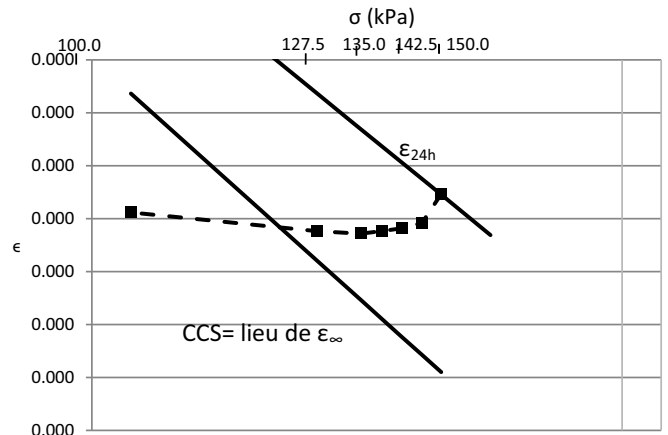


Fig. 24. Déchargement du ghassoul (échelle semi-logarithmique).

Fig. 24. Unloading ghassoul-deformation (ε)/ $\log(\sigma)$.

figure. Il peut être observé que, dans un premier temps et à partir de la courbe ε_{24h} , le sol continue de subir un tassement en dépit des déchargements appliqués. Le gonflement du sol se déclenche pour la contrainte $\sigma = 127,5$ kPa, soit un déchargement de 22,5 kPa par rapport à la contrainte initialement appliquée (150 kPa). On notera que l'amorce du gonflement se fait au voisinage de la courbe de compressibilité stabilisée (CCS). Ainsi, le sol continuera de se tasser à partir de la courbe dynamique ε_{24h} et ce tant que la courbe de compressibilité stabilisée (CCS), qui représente l'état d'équilibre hydraulique du sol, n'a pas été atteinte.

A contrario, en effectuant une série de chargements à partir de la courbe de compressibilité stabilisée (CCS) jusqu'à la t_{24h} , on obtient d'abord un palier, où les tassements ne sont pas perceptibles, qui intercepte les courbes de compressibilité aux durées de chargement très élevées, puis au fur et à mesure qu'on approche la courbe t_{24h} , les tassements augmentent jusqu'à l'intersection avec la courbe. Si le dernier chargement est maintenu, alors la consolidation se fera en régime lent suivant la verticale jusqu'à la CCS. La figure 25 résume le comportement

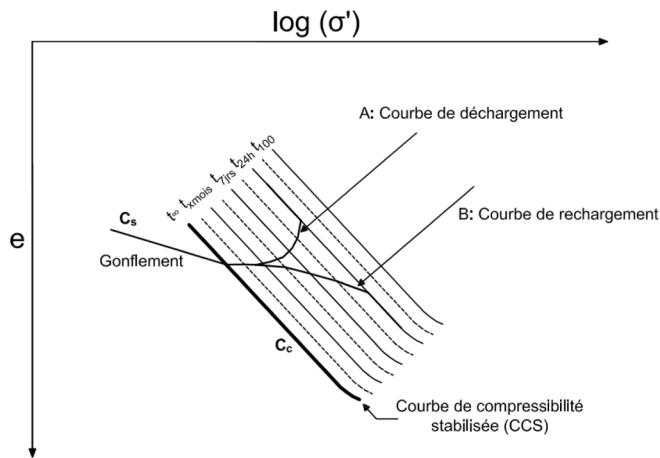


Fig. 25. Courbes de compressibilité et cycle de déchargements-rechargements.

Fig. 25. Void ratio/log (effective stress) curves and unloading-reloading cycles.

d'un sol vis-à-vis d'un déchargement à partir de t_{24h} (courbe A) et d'un chargement à partir de la courbe CCS (courbe B).

La contrainte de préconsolidation est usuellement définie comme étant la contrainte verticale maximale sous laquelle le sol s'est consolidé au cours de son histoire. Cette contrainte correspond donc nécessairement à un état d'équilibre final du sol sous une charge appliquée et pour lequel aucune déformation n'a lieu. Ainsi, la courbe de consolidation stabilisée (CCS) telle que définie précédemment constitue le lieu privilégié des contraintes de préconsolidation.

Tout déchargement effectué à partir d'une contrainte de préconsolidation σ'_p de cette courbe donnera lieu à un gonflement suivant la pente C_s ; le retour par rechargement vers σ'_p , provoquera un tassement selon une hystérésis de cette même pente. Tout chargement effectué à partir de la CCS provoquera un tassement selon une pente différente de C_s et cette pente croît au fur et à mesure où l'on s'approche de la courbe de t_{24h} (Fig. 25)

Contrairement aux points situés sur la CCS, à partir de tout autre point appartenant à une des courbes dynamiques et non stabilisée t_d (comme la t_{24h} , par exemple), les déchargements dont l'amplitude ne dépasse pas la CCS, ne provoquent pas de gonflement mais bien au contraire génèrent des tassements.

Ainsi, les contraintes de préconsolidation portées par la CCS excluent qu'un gain de la contrainte de préconsolidation peut être obtenu par simple fluage sous une contrainte donnée et ce quelle que soit la durée de chargement.

Du point de vue pratique, l'accélération du processus de consolidation peut être réalisée de deux manières :

- la première consiste à opérer un préchargement (contrainte du projet augmentée d'un accroissement $\Delta\sigma$) de telle sorte qu'une partie de la déformation soit réalisée en régime rapide, puis à opérer des déchargements jusqu'à atteindre la déformation cible ;
- pour la deuxième méthode, on opère avec le chargement projeté mais on procède à la réduction de la longueur du chemin hydraulique et à l'accroissement du gradient hydraulique par la mise en place de drains verticaux. Une troisième variante consiste à combiner ces deux méthodes.

Le choix d'une de ces méthodes dépendra des contraintes du projet en termes de budget, de délai de réalisation, et de tassements admissibles.

10 Conclusion

La dynamique du processus de consolidation est hydraulique et la loi hyperbolique équilatère permet de l'appréhender dans sa globalité. Cette loi est caractérisée par deux paramètres qui sont la déformation finale ε_∞ et la vitesse initiale de déformation ε'_0 . Ces deux paramètres peuvent être déterminés par un simple ajustement graphique d'une droite sur le nuage de points de coordonnées $(t; t/\varepsilon)$ où ε est la déformation. La déformation finale est l'inverse de la pente de la droite ajustée ; la vitesse initiale de déformation est l'inverse de l'ordonnée à l'origine. Cette loi peut être transposée à n'importe quelle longueur de chemin hydraulique moyennant des essais à l'œdomètre avec deux longueurs de chemin hydraulique différentes. L'introduction d'un temps adimensionnel t^* défini comme étant le rapport des deux vitesses de déformation permet le calcul du facteur de puissance m qui est utilisé pour la généralisation de la loi.

La courbe de compressibilité stabilisée (CCS) constitue une enveloppe inférieure des courbes de compressibilité à différentes durée de chargement ; elle constitue le lieu géométrique des contraintes de préconsolidation. Tout déchargement effectué avec des contraintes inférieures à la contrainte de préconsolidation donnera lieu à un gonflement suivant la droite de pente C_s , le rechargement vers cette même contrainte de préconsolidation s'accompagnera de tassements et se fera selon une hystérésis de la même pente C_s ; alors que tout chargement progressif effectué au-delà de la contrainte de préconsolidation provoquera un tassement selon une pente différente de C_s et cette pente croît au fur et à mesure où l'on s'approche de la courbe de t_{24h} . Dans ces conditions, il est clair qu'aucun gain de la contrainte de préconsolidation ne peut être obtenu par simple fluage sous une contrainte donnée et ce, quelle que soit la durée de chargement.

Références

- Abbasi N, Rahimi H, Javadi A, Faker A. 2007. Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability. *Comput Geotech* 34 (1): 41–52.
- Al Shamrani. 2004. Applying the hyperbolic method and C_a/C_c concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations. *Eng Geol* 77: 17–34.
- Amiri SN, Esmaily A, Mahouti A. 2011. A Realistic Theory of Soils Consolidation. Geo-Frontiers 2011 Conference, Dallas, Texas, pp. 3828–3837.
- Asaoka A. 1978. Observational procedure of settlement prediction. *Soils Found* 18 (4): 87–100.
- Baguelin F. 1999. La détermination des tassements finaux de consolidation : une alternative à la méthode d'Asaoka. *Rev Fr Geotech* 86: 9–17.
- Barden L. 1969. Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. *ASCE- J Soil Mech Found Div* 95 (SM1): 1–31.
- Biot MA. 1941. General theory of three dimensional consolidation. *Appl Phys* 12: 2.

- Bjerrum L. 1967. Seventh Rankine Lecture. Engineering geology of normally- consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotech* 17 (2): 82–118.
- Buisman AS Keverling. 1936. *Results of long duration settlement tests*. Proc., Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., vol. 1, pp. 103–106.
- Conte E, Troncone A. 2007. Nonlinear consolidation of thin layers subjected to time-dependent loading. *Can Geotech J* 44 (1): 717–725.
- Crawford Carl B. 1964. *Interpretation of the Consolidation Test*, Proc., ASCE, vol. 90, No. SM5, pp. 87–102.
- Delage P, Lefebvre G. 1984. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Can Geotech J* 21 (1): 21–35.
- Félix B. 1980. Fluage et consolidation unidimensionnelle des sols argileux. Laboratoire central des ponts et chaussées. *Rapp recherche LPC* 94: 176.
- Félix B. 1981. Présentation d'un nouveau modèle rhéologique et de ses applications à la théorie de la consolidation. *Bull Liaison Lab Ponts Chaussées* 111: 92–103.
- Gibson RE, Lo KY. 1961. A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. *Nor Geotech Ins Oslo* 41: 1–16.
- Gibson RE, Schiffman RL, Cargill KW. 1981. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Can Geotech J* 18: 280–293.
- Griffiths FJ, Joshi RC. 1991. Change in pore size distribution owing to secondary consolidation of clays. *Can Geotech J* 28 (1): 20–24.
- Koppejan AW. 1948. A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect, Proc. 2th. Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam.
- Leonards GA, Ramiah BK. 1959. Time effects in the consolidation of clays. In “Time rate of loading in testing soils”. *ASCE Special Tech Publ* 254: 116–130.
- Lowe J. 1974. News concepts in consolidation and settlement analysis. *ASCE-J Geotech Eng Div* 100 (6): 571–612.
- Magnan JP. 1986. Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, no 141, 255 p.
- Magnan JP, Bagheri S. 1981. Une méthode approchée pour la prévision des vitesses de tassement des sols fins doués de fluage. *Bull Liaison Lab Ponts Chaussées* 111: 87–91.
- Magnan JP, Deroy JM. 1980. Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages. *Bull Liaison Lab Ponts Chaussées* 109: 45–52.
- Magnan JP, Bagheri S, Brucy M, Tavenas F. 1979. Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non- saturation. *Bull Liaison Lab Ponts Chaussées* 103: 83–94.
- Mesri G. 1973. Coefficient of secondary compression. *J Soil Mech Found Div ASCE* 99 (SM1): 123–137.
- Mesri G, Godlewski PM. 1977. Time- and stress- compressibility interrelationship. *J Geotech Eng Div ASCE* 103 (GT5): 417–430.
- Nakaoka K, Yamamoto S, Hasegawa H, *et al.* 2004. Long-term consolidation mechanisms based on micro-macro behavior and in situ XRD measurement of basal spacing of clay minerals. *Appl Clay Sci* 26 (1): 521–533.
- Olson RE. 1989. Secondary consolidation. Chaoyang University of Technology, Department of Construction Engineering: Advanced Soil Mechanics.
- Philipponnat G, Hubert B. 2011. Fondations et ouvrages en terre. Paris : Eyrolles.
- Poskitt TJ. 1969. The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility. *Geotechnique* 19(2).
- Schlosser F. 1973. Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sols compressibles. *Bull Liaison Lab Ponts Chaussées* n° spécial T.
- Skempton AW, Bjerrum L. 1957. A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotech* 7 (4): 168.
- Sridharan A, Sreepada Rao A. 1981. Rectangular hyperbola fitting method for one-dimensional consolidation. *Geotech Test J* 4: 161–168.
- Sridharan A, Murthy NS, Prakash K. 1987. Rectangular hyperbola method of consolidation analysis. *Geotech* 37: 355–368.
- Tan S-A, Chew S-H. 1996. Comparaison of the hyperbolic and Asoaka observational method of monitoring consolidation with vertical drains. *Soils Found Jpn Geotech Soc.* 36(3): 31–42.
- Tan TS, Inoue T, Lee SL. 1991. Hyperbolic method for consolidation analysis. *J Geotech Eng ASCE* 117(11): 1723–1737.
- Tavenas F, Brucy M, Magnan JP, La Rochelle P, Roy M. 1979. Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. *Rev Fr Geotech* 5 (7): 29–43.
- Taylor DW. 1948. Fundamentals of soil mechanics. New-York, NY: John Wiley & Sons.
- Taylor DW, Merchant W. 1940. Theory of clays consolidation accounting for secondary compression. *J Math Phys* 19 (3): 167–185.
- Terzaghi K. 1923. Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Akademie der Wissenschaften, Wien, Sitzungsberichte, Math. Naturwiss. KJasse, part. II-a, vol. 132 (3/4), pp. 125–138.
- Thompson James B, Palmer LA. 1951. Report of Consolidation Tests with Peat, ASTM STP No 126, pp. 4–8.
- Vasseur G, Djeran-Maigre I, Grunberg D, Rousset G, Tessier D. 1995. Evolution of structural and physical parameters of clays during experimental compaction. *Mar Pet Geol* 12 (8): 941–954.
- Wang YH, Xu D. 2007. Dual porosity and secondary consolidation. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 133 (7): 793–801.

Citation de l'article : Mohamed Ayeb, Mohamed Benechebli, Youssef Ayeb. Nouvelle approche d'analyse de la consolidation unidimensionnelle des sols argileux. Rev. Fr. Geotech. 2017, 153, 2.