

Modélisation de la consolidation radiale autour du pressiomètre dans les sols fins quasi saturés

Modeling radial consolidation around the pressuremeter in nearly saturated fine soils

Jacques .MONNET ^{1*}, Luc BOUTONNIER²

1 Gaiatech, Seyssinet, France

2 EGIS Géotechnique, Seyssins, France

**monnet.jacques@gaiatech.fr*

RESUME : L'essai pressiométrique est actuellement interprété en considérant le sol comme un milieu élasto-plastique linéaire. Pourtant, l'apparition de pressions interstitielles (PI) lors de cet essai a longtemps fait débat. Nos travaux récents ont montré que cette génération de PI est liée à l'élasticité non linéaire du sol (Monnet et al., 2021). Dans les sols fins contenant un fluide compressible, la dissipation de la PI autour du pressiomètre induit un phénomène de consolidation axisymétrique horizontale, analogue à la consolidation verticale à l'œdomètre. Les études antérieures ont principalement abordé ce phénomène de manière expérimentale (Baguelin et al., 1978), analytique sans prise en compte de la PI (Baguelin et al., 1972), ou autour des pieux (Niarchos, 2012), sans distinguer clairement la PI des contraintes effectives (Gibson and Anderson, 1961 ; Clarke et al., 1979). L'évolution conjointe de la PI et des contraintes totales reste ainsi mal décrite.

La consolidation sous chargement pressiométrique dépend du coefficient de consolidation pressiométrique c_{hp} (associé au module d'élasticité et à la perméabilité horizontale) et du temps. Elle nécessite une analyse séparée des actions de l'eau interstitielle et du squelette solide. Nous proposons une modélisation complète de ce mécanisme, incluant : la formalisation de l'état de contrainte effective le long du rayon ; la définition explicite du coefficient de consolidation horizontal ; la validation de la solution par des mesures réalisées sur l'argile de Bransley et l'argile de l'île de Canvey.

ABSTRACT: The pressuremeter test is currently interpreted by considering the soil as a linear elastic-plastic medium. However, the occurrence of pore water pressures during this test has long been debated. Our recent work has shown that this generation of Pore Pressure is linked to the nonlinear elasticity of the soil (Monnet et al., 2021). In fine soils containing a compressible fluid, the dissipation of Pore Pressure around the pressuremeter induces a phenomenon of axisymmetric horizontal consolidation, analogous to vertical consolidation in an oedometer. Previous studies have primarily addressed this phenomenon experimentally (Baguelin et al., 1978), analytically without accounting for Pore Pressure (Baguelin et al., 1972), or around piles (Niarchos, 2012), without clearly distinguishing Pore Pressure from effective stresses (Gibson and Anderson, 1961; Clarke et al., 1979). The coupled evolution of PI and total stresses thus remains poorly described.

Consolidation under pressuremeter loading depends on the pressuremeter consolidation coefficient c_{hp} (associated with the elastic modulus and horizontal permeability) and time. It requires a separate analysis of the actions of pore water and the solid skeleton. We propose a comprehensive modeling of this mechanism, including: the formalization of the effective stress state along the radius; the explicit definition of the horizontal consolidation coefficient; the validation of the solution using measurements taken on Bransley clay and Canvey Island clay.

Mots-clés: pressiomètre ; pression interstitielle ; consolidation radiale ; théorie ; interprétation.

1 INTRODUCTION

L'essai pressiométrique (PMT), bien qu'interprété classiquement via des modèles élastique linéaire - plastiques, révèle des phénomènes complexes de génération de pressions interstitielles (PI) lors de son exécution. Les travaux fondateurs de (Randolf and Wroth, 1978) ont établi une solution analytique pour la consolidation radiale autour des pieux en sol saturé,

en reliant la dissipation des PI à l'évolution de la capacité portante. Cependant, leur approche — basée sur une élasticité linéaire et un fluide incompressible — ne s'applique pas directement au PMT, notamment dans les sols fins quasi saturés. Les études ultérieures (Baguelin et al., 1972; Niarchos, 2012) ont souvent négligé la distinction entre PI et contraintes effectives, laissant mal décrite l'évolution conjointe de ces paramètres autour du pressiomètre.

Nos recherches récentes ont montré que la génération de PI lors du PMT est liée à l'élasticité non linéaire du sol (Monnet et al., 2021). Dans les sols fins quasi saturés, où le fluide interstitiel (mélange eau-air) est compressible, la dissipation de la PI induit une consolidation radiale axisymétrique, similaire à la consolidation œdométrique. Contrairement aux méthodes classiques (Hughes and Whittle, 2023), notre modèle distingue explicitement les contributions du fluide et du squelette solide et tient compte de la compressibilité du fluide interstitiel. Nous formalisons l'état de contrainte effective le long du rayon et introduisons un coefficient de consolidation pressiométrique (c_{hp}), fonction de la perméabilité horizontale et de la compressibilité du fluide. Cette modélisation a été validée par des essais sur les argiles de Bransley et de Canvey, confirmant sa robustesse.

Notre approche représente une avancée majeure par rapport aux modèles existants. Alors que (Randolf and Wroth, 1978) se limitaient aux pieux en sol saturé avec un comportement élastique linéaire, nous intégrons : une élasticité non linéaire du squelette (loi G/G_{max} dépendante de la distorsion) ; une séparation claire des effets du fluide compressible et du squelette; un coefficient c_{hp} adapté à la quasi-saturation.

Validée sur un premier jeu d'essais in situ et en laboratoire, cette méthode permet de pousser plus loin l'interprétation du pressiomètre. Elle réduit les incertitudes liées à l'interprétation de cet essai dans des contextes variés, comme les fonds de fouille, les remblais ou les sols non-saturés.

En prenant en compte les mécanismes hydromécaniques en jeu, notre travail comble une lacune théorique et pratique, tout en ouvrant des perspectives pour l'optimisation des fondations et des ouvrages en terre.

2 HYPOTHESES UTILISEES

On utilise la théorie des petites déformations. Les hypothèses suivantes sont utilisées dans cet article :

2.1 Système de coordonnées :

Pour l'essai pressiomètre, une pression totale p est appliquée sur la paroi du forage à un rayon a , et la pression interstitielle u_w est mesurée au niveau de cette paroi. L'analyse est menée en coordonnées cylindriques.

2.2 Conservation de la masse:

On note ε_v la variation volumique de l'élément de sol. V est la vitesse du fluide interstitiel, qui ne se déplace que dans la direction radiale ($V_\theta = 0$ et $V_z = 0$). La conservation de la masse implique:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial(r \cdot V_r)}{\partial r} = -\frac{1}{r} \cdot V_r - \frac{d(V_r)}{dr} \quad (1)$$

2.3 Loi de Darcy:

La loi de Darcy est appliquée (2), ce qui donne une relation entre la vitesse de l'eau V_r le long du rayon r et la variation de la pression interstitielle u_w , avec k_h la perméabilité du sol, et γ_w le poids volumique du fluide interstitiel. L'introduction de cette relation dans l'Équation (1) permet d'établir le lien entre la variation volumique et la pression interstitielle :

$$V_r = -\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u_w}{\partial r} \quad (2)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_w}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} \right) \quad (3)$$

2.4 Relation entre la variation de volume et la pression interstitielle :

Des études antérieures ont démontré que le fluide interstitiel est composé d'eau et de bulles d'air, même dans les sols généralement considérés comme saturés (Monnet and Boutonnier, 2024). Pour ce fluide compressible, les variations de volume sont liées au coefficient de compressibilité c_f du mélange eau-air, ainsi qu'à la porosité constante n du sol.

$$\frac{d\varepsilon_v}{dt} = -c_f \cdot n \cdot \frac{du_w}{dt} \quad (4)$$

2.5 Condition de Terzaghi :

La pression totale p est appliquée sur la paroi du forage au rayon a . Elle est constante et indépendante du temps. Par conséquent, la pression totale σ à n 'importe quelle valeur du rayon est également constante dans le temps. La relation de Terzaghi la relie à la pression effective σ' et à la pression interstitielle (5). Cela conduit à l'équation (6)

$$\sigma = \sigma' + u_w = Cte \quad (5)$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -\frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (6)$$

2.6 Condition de Non-Saturation:

On suppose que le sol se trouve dans un saturé avec de l'eau et des bulles d'air (Boutonnier, 2007). Cette hypothèse conduit au coefficient de consolidation apparent c_h , où c_f est le coefficient de compressibilité du

mélange sol + fluide + air, γ_w le poids volumique de l'eau et n la porosité du sol (7).

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_w \cdot c_f \cdot n} \quad (7)$$

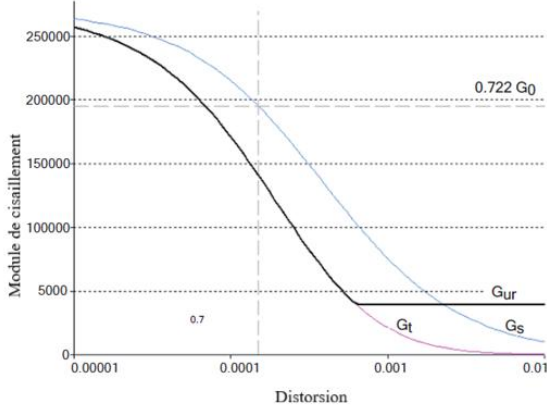


Figure 1: Theorie : Evolution du module de cisaillement supposé (Plaxis corp., 2015)

2.7 Elasticité non-linéaire :

Une élasticité non linéaire est supposée (Figure 1), (Monnet and Boutonnier, 2024), avec un module de cisaillement qui dépend de la distorsion.

3 THÉORIE DE LA CONSOLIDATION:

3.1 Relation entre la pression interstitielle, les déformations et les contraintes

Considérons une couronne circulaire (Figure 2) délimitée par les rayons R_i et R_{i-1} , de section S . Sous l'effet de la pression de forage, cette couronne subit une déformation entraînant une variation de section dS (équation 9), où dR_i et dR_{i-1} correspondent respectivement aux déplacements u_i et u_{i-1} . La variation de volume qui en résulte est donnée par (11).

Pour un comportement inélastique (contrairement à un comportement élastique où cette variation est nulle), la déformation circonférentielle $\varepsilon_{\theta i}$ dépasse celle prédite par une élasticité linéaire. Cela provoque une réduction de volume (10) et une augmentation de la pression interstitielle (11). Nous en déduisons la relation (12) pour lier cette variation de volume à la pression interstitielle, en nous appuyant sur les résultats de Monnet et Boutonnier (2025) : les déformations ε_r et ε_{θ} restent symétriques, tout comme les contraintes effectives σ_r' et σ_{θ}' , par rapport à la pression horizontale initiale effective p_0' :

$$dS = \pi \cdot (2 \cdot R_{i-1} \cdot dR_{i-1} - 2 \cdot R_i \cdot dR_i) \quad (8)$$

$$\varepsilon_v = \frac{dS}{S} = \frac{(2 \cdot R_{i-1} \cdot u_{i-1} - 2 \cdot R_i \cdot u_i)}{(R_{i-1}^2 - R_i^2)} \quad (9)$$

$$\varepsilon_v = \frac{dS}{S} = \frac{(2 \cdot R_{i-1}^2 \cdot \varepsilon_{\theta i-1} - 2 \cdot R_i^2 \cdot \varepsilon_{\theta i})}{(R_{i-1}^2 - R_i^2)} \quad (10)$$

$$\delta u_{wi} = -\frac{\delta \varepsilon_v}{c_f \cdot n} = \frac{2 \cdot \delta \varepsilon_{\theta i}}{c_f \cdot n} = \frac{\delta \sigma_{r i}'}{c_f \cdot n \cdot G_s'} \quad (11)$$

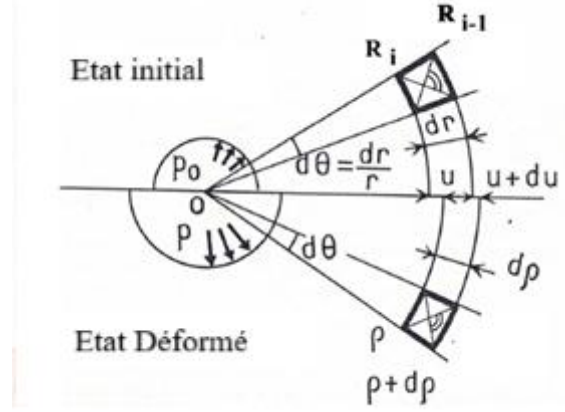


Figure 2: Equilibre et distorsion de l'élément de sol autour du pressiomètre (Baguelin et al., 1978)

À partir de (12), la relation entre la pression interstitielle et la contrainte totale est établie (12), ce qui conduit à l'expression du coefficient B_{pres} (15), correspondant au deuxième coefficient de Skempton (Skempton, 1954).

$$\delta \sigma_r' = \delta u_{wi} + \delta u_{wi} \cdot c_f \cdot n \cdot G_s' \quad (12)$$

$$\delta \sigma_r' = \delta u_{wi} \cdot (1 + c_f \cdot n \cdot G_s') \quad (13)$$

$$\frac{\delta u_{wi}}{\delta \sigma_r'} = \frac{1}{(1 + c_f \cdot n \cdot G_s')} = B_{pres} \quad (14)$$

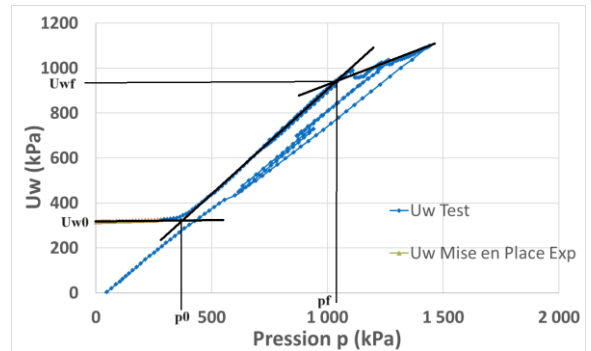


Figure 3: Expérience : relation linéaire entre la pression interstitielle mesurée et la pression totale – essai pressiométrique réalisé dans l'argile de Londres à 20,8m de profondeur (Monnet and Boutonnier, 2024)

Cette relation est retrouvée expérimentalement (Figure 3) dans la partie élastique du comportement ($400\text{kPa} < p < 1000\text{kPa}$).

3.2 Equation de la consolidation

En combinant les équations (3) et (4), nous trouvons l'équation de la consolidation (15) qui peut être transformée en (16) puis (17)

$$-c_f \cdot n \cdot \frac{du_w}{dt} = -\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial(r \cdot u_w)}{\partial r} \quad (15)$$

$$\frac{\gamma_w \cdot c_f \cdot n}{k_h} \cdot \frac{du_w}{dt} = \left(\frac{d^2 u_w}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du_w}{dr} \right) \quad (16)$$

$$\frac{1}{c_h} \frac{du_w}{dt} = \left(\frac{d^2 u_w}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du_w}{dr} \right) \quad (17)$$

3.3 Séparation des variables :

Pour résoudre (17), nous supposons que la solution est de la forme (18). On trouve alors les équations (19) pour la partie gauche de (17) et (20) pour la partie droite de (17), avec u_{w0} la PI initiale.

$$u_w(r, t) = X(r) \cdot T(t) + u_{w0} \quad (18)$$

$$\frac{X(r)}{c_h} \cdot \frac{dT(t)}{dt} = I_1 \quad (19)$$

$$I_1 = \left(\frac{d^2 X(r)}{dr^2} \cdot T(t) + \frac{1}{r} \cdot \frac{dX(r)}{dr} \cdot T(t) \right) \quad (20)$$

En divisant (19) et (20) par $X(r) \cdot T(t)$ on trouve (21) et (22). L'équation (21) dépend du temps et (22) dépend de l'espace. Ceci n'est possible que si chaque équation est égale à la même constante $I_2 = -\lambda^2$.

$$\frac{1}{c_h} \cdot \frac{1}{T(t)} \cdot \frac{dT(t)}{dt} = I_2 = -\lambda^2 \quad (21)$$

$$I_2 = \left(\frac{1}{X(r)} \cdot \frac{d^2 X(r)}{dr^2} + \frac{1}{r \cdot X(r)} \cdot \frac{dX(r)}{dr} \right) = -\lambda^2 \quad (22)$$

3.4 Solution dépendant du temps

La partie temporelle (21) devient l'équation (23) et peut être résolue par l'équation (25). La condition $T(t) = 1$ pour $t = 0$ donne $T_0 = 1$. L'exposant constant ω représente la pente de la relation entre le logarithme de la surpression interstitielle et le temps. Il s'agit d'un coefficient expérimental du modèle.

$$\frac{1}{T(t)} \cdot \frac{\partial T(t)}{\partial t} = -\lambda^2 \cdot c_h = -\omega \quad (23)$$

$$T(t) = T_0 \cdot \exp^{-\lambda^2 \cdot c_h \cdot t} = \exp^{-\lambda^2 \cdot c_h \cdot t} \quad (24)$$

$$T(t) = \exp^{-\omega \cdot t} \quad (25)$$

3.5 Solution dépendant de l'espace

La partie spatiale (22) est maintenant transformée en multipliant par $X(r)$ d'où (26).

$$\frac{\partial^2 X(r)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial X(r)}{\partial r} + \lambda^2 \cdot X(r) = 0 \quad (26)$$

L'équation (26) est de la forme d'une équation de Bessel d'ordre zéro. Sa solution est connue comme étant (27) avec les fonctions de Bessel du premier ordre J_0 et Y_0 , et avec les constantes A et B.

$$X(r) = A \cdot J_0(\lambda \cdot r) + B \cdot Y_0(\lambda \cdot r) \quad (27)$$

3.6 Condition de surpression nulle sur le rayon – détermination de α

On suppose une influence du pressiomètre limitée à la distance $L_D = L_d \cdot a$, où la surpression interstitielle est nulle. Cette condition donne alors les relations (28) et (30) ce qui permet de déterminer la valeur α du rapport entre B et A, J_0 et Y_0 étant connu par (31)

$$X(L_d \cdot a) = X(L_D) = 0 \quad (28)$$

$$A \cdot J_0(\lambda \cdot L_d \cdot a) + B \cdot Y_0(\lambda \cdot L_d \cdot a) = 0 \quad (29)$$

$$B = -A \cdot \frac{J_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)}{Y_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)} = \alpha \cdot A \quad (30)$$

$$\alpha = -\frac{J_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)}{Y_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)} \quad (31)$$

3.7 Condition d'imperméabilité au contact du pressiomètre – détermination de λ

Au contact du pressiomètre, il n'y a pas de drainage ; c'est une frontière imperméable, ce qui s'écrit :

$$\frac{dX(a)}{dr} = A \cdot J'_0(\lambda \cdot a) + B \cdot Y'_0(\lambda \cdot a) = 0 \quad (32)$$

En utilisant la relation (30) et les propriétés des fonctions de Bessel, l'équation (32) peut être transformée en (33) ce qui donne aussi (34):

$$A \cdot J'_0(\lambda \cdot a) - A \cdot \frac{J_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)}{Y_0(\lambda \cdot L_d \cdot a)} \cdot Y'_0(\lambda \cdot a) = 0 \quad (33)$$

$$-J_1(\lambda \cdot a) \cdot Y_0(\lambda \cdot L_d \cdot a) + J_0(\lambda \cdot L_d \cdot a) \cdot Y_1(\lambda \cdot a) = 0 \quad (34)$$

Le paramètre interne à la théorie λ est la solution de cette équation (34) qui est résolue par les méthodes numériques usuelles (Newton-Raphson; bisection)

3.8 Surpression imposée au contact du pressiomètre – détermination de A

La pression interstitielle, au niveau du pressiomètre à l'instant initial, est connue. Cette condition impose $X(a) = u_{wi} - u_{w0}$ ce qui permet d'écrire (35) et de trouver la valeur de A (36):

$$X(a) = A \cdot [J_0(\lambda \cdot a) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot a)] \quad (35)$$

$$A = (u_{wi} - u_{w0}) / [J_0(\lambda \cdot a) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot a)] \quad (36)$$

La pression interstitielle au niveau du pressiomètre est connue par l'équation de Skempton (14) avec $\delta\sigma_r^{\square} = \delta p$ et la valeur connue du coefficient B_{pres} .

3.9 Solution générale de la consolidation

La solution générale pour la consolidation est maintenant (39) en utilisant la notation (37) et u_{w0} la pression interstitielle initiale avant le chargement; ω

est la pente de la relation linéaire entre le logarithme de la surpression interstitielle et du temps

$$\omega = \lambda^2 \cdot c_h \quad (37)$$

$$\Delta u_w = u_w - u_{w0} \quad (38)$$

$$u_w(r, t) = A \cdot [J_0(\lambda \cdot r) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot r)] \cdot \exp^{-\omega \cdot t} - u_{w0} \quad (39)$$

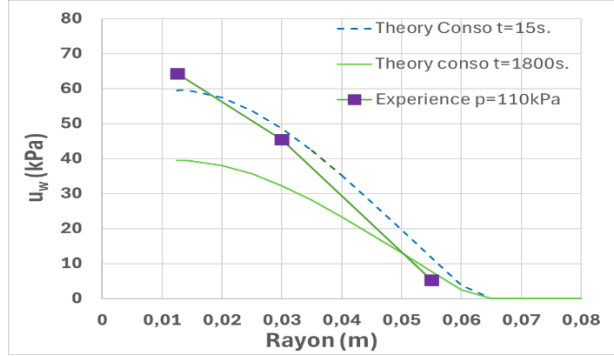


Figure 4: Théorie - Evolution de la surpression en fonction du rayon pour différentes temps de consolidation ($p=110\text{kPa}$ const.) avec le mini pressiomètre (Anderson et al., 1987) $\Delta p=10\text{kPa}/\text{min}$.

3.10 Degré de consolidation du chargement simple

L'évolution de la surpression le long du rayon pour différentes valeurs du temps est connue (Figure 4). Il est alors possible de déterminer le degré de consolidation par (40).

$$U(t) = \frac{\int_a^{L.d.a} u_{w1}(r, 0) \cdot dr - \int_a^{L.d.a} u_{w1}(r, t) \cdot dr}{\int_a^{L.d.a} u_{w1}(r, 0) \cdot dr} \quad (40)$$

L'intégration de la surpression interstitielle (39) permet de trouver le degré de consolidation du chargement simple (41):

$$U(t) = 1 - \exp^{-\omega t} \quad (41)$$

3.11 Degré de consolidation du chargement multiple

Pour $r=a$, la valeur de la pression interstitielle (39) peut être simplifiée en (42). La séquence de chargement étant connue et la pression à la paroi du forage étant fixée à p , alors l'augmentation de la pression interstitielle initiale au forage est déterminée par B_{pres} et le temps t . Le temps alloué à la consolidation correspond à la différence entre le temps total t et le temps au début de la consolidation t_{c1} . Pour une nouvelle phase de chargement i , la pression interstitielle au niveau du forage peut être calculée à l'aide de l'équation (43). Cette équation (43) ne dépend que du temps total t et du temps de début de chaque étape de consolidation t_{c1} . Il est également possible d'obtenir la pression interstitielle au rayon courant r par (46).

$$u_w(a, t) = B_{pres} \cdot \delta p \cdot \exp^{-\omega \cdot (t - t_{c1})} + u_{w0} \quad (42)$$

$$\delta u_{wi}(a, t) = B_{pres} \cdot \delta p \cdot \exp^{-\omega \cdot t} \sum_{j=1}^{j=i} \exp^{\omega \cdot t_{c_j}} \quad (43)$$

$$u_{wi}(a, t) = u_{w0} + \delta u_{wi}(a, t) \quad (44)$$

$$I_7 = B_{pres} \cdot \delta p \cdot \frac{[J_0(\lambda \cdot r) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot r)]}{J_0(\lambda \cdot a) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot a)} \cdot \exp^{-\omega \cdot t} \quad (45)$$

$$u_{wi}(r, t) = I_7 \cdot \sum_{j=1}^{j=i} \exp^{\omega \cdot t_{c_j}} + u_{w0} \quad (46)$$

Pour le calcul de $U(t)$, il est nécessaire de réaliser l'intégration de l'équation (46), qui correspond à l'équation (49). Après réduction, la forme finale de $U(t)$ est donnée par l'équation (50). La consolidation de chaque chargement est prise en compte de manière indépendante, ce qui constitue une simplification de la physique réelle du phénomène.

$$I_6 = a \cdot \frac{B_{pres} \cdot \delta p \cdot \exp^{-\omega \cdot t}}{J_0(\lambda \cdot a) + \alpha \cdot Y_0(\lambda \cdot a)} \quad (47)$$

$$I_7 = \{L_d [J_1(\lambda \cdot L_d a) + \alpha \cdot Y_1(\lambda L_d a)] - \lambda [J_1(\lambda a) + \alpha \cdot Y_1(\lambda a)]\} \quad (48)$$

$$I_8 = I_7 \cdot \sum_{j=1}^{j=i} \exp^{\omega \cdot t_{c_j}} \cdot I_6 \quad (49)$$

$$U(t) = (\exp^{-\omega \cdot t_{c_j}} - \exp^{-\omega \cdot t}) / \exp^{-\omega \cdot t_{c_j}} \quad (50)$$

3.12 Détermination du coefficient de consolidation horizontal c_h

La définition de ω est donnée par (37) (ce paramètre ω est mesuré). La détermination du coefficient interne λ étant faite par la résolution (34), on calcule le coefficient de consolidation horizontal c_h par :

$$c_h = \omega / \lambda^2 \quad (51)$$

4 VALIDATION EXPERIMENTALE

4.1 Validation sur essai de laboratoire (Anderson et al., 1987)

Anderson a réalisé plusieurs essais (Figure 5), avec un mini pressiomètre de rayon 12,5 mm dans un échantillon d'argile de 150 mm de rayon. Trois capteurs de pression interstitielle sont placés à 12,5 mm, 30 mm et 50 mm. L'échantillon est l'argile de Barnsley. Pour valider la théorie, nous avons utilisé les résultats expérimentaux pour $p < 110$ kPa et avec un coefficient de Skempton B_{pres} constant et égal à 0,6 ; pour des valeurs plus élevées de p , B_{pres} varie, ce qui indique l'apparition de plasticité et rend notre théorie inapplicable. Cette limitation nous permet de rester dans le cadre de l'hypothèse des petites déformations.

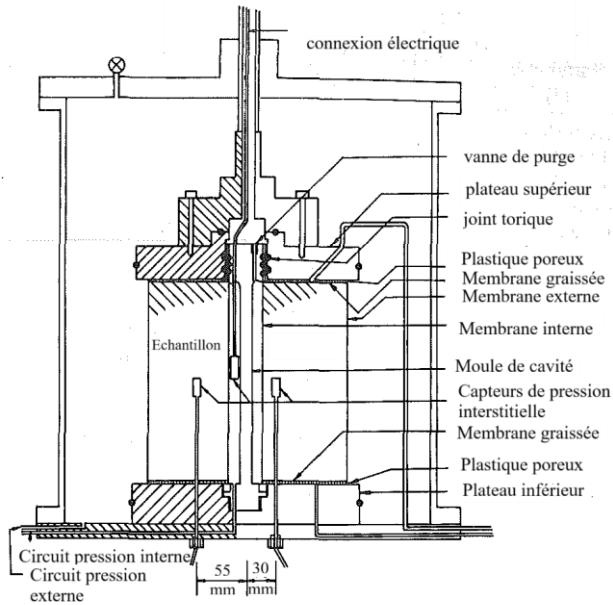


Figure 5: Essai sur cylindre creux d'argile (Anderson et al., 1987)

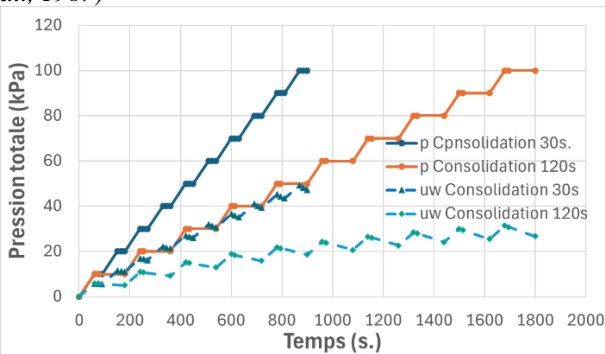


Figure 6: Séquence de chargement, de mesure et de consolidation en fonction du temps

4.1.1 Séquence de chargement et mesure de la consolidation :

Le chargement se fait par palier de 10kPa appliqué en 1min. La mesure de u_w se fait 15s. après l'application de la charge (Figure 6). On attend 30 ou 120s. pour consolider avant d'appliquer le nouveau chargement. L'augmentation de la pression interstitielle initiale au forage est déterminée par B_{press} et le temps t .

Ces considérations nous permettent d'utiliser les mesures de laboratoire (Anderson et al., 1987) pour la validation de notre théorie. Les paramètres utilisés sont présentés (Tableau 1).

4.1.2 Evolution spatiale de la pression interstitielle

L'évolution de la pression interstitielle le long du rayon a été mesurée après 15 secondes (Anderson et al., 1987). Cette mesure (ligne pleine — Figure 7) peut être comparée aux résultats issus de la théorie de consolidation (lignes en pointillés — Figure 7). On constate une bonne correspondance théorie-expérience

à chaque rayon. La théorie capture non seulement la tendance principale de diminution de la pression interstitielle observée lors de l'expérience, mais prédit également avec précision la même courbure descendante que celle observée dans les résultats expérimentaux. En effet, la condition de non-drainage au niveau du rayon du pressiomètre impose que la ligne théorique soit normale à la paroi du forage.

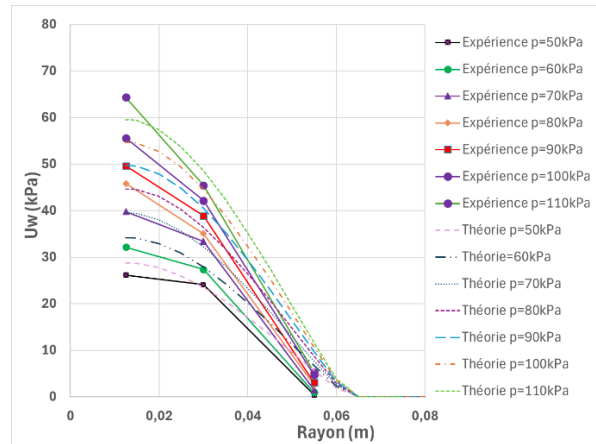


Figure 7: Evolution spatiale de la pression interstitielle à différents chargements, mesures à 15s. après le chargement ; consolidation de 30s.

Tableau 1 : Paramètres utilisés pour la validation de la théorie de la consolidation pour les essais de laboratoire (Anderson et al., 1987)

Paramètre	Symbole	Valeur
Rayon du pressiomètre	a (m)	$1.25 \cdot 10^{-2}$
Pression interstitielle initiale	u_{w0} (kPa)	0
Coefficient de Skempton	B_{pres}	0.60
Pression horizontale initiale	p_0 (kPa)	0
Coefficient d'Influence	L_d	5
Pente Ln (Δu) - t	ω (kPa/s)	$2.3 \cdot 10^{-4}$

4.1.3 Evolution temporelle de la pression interstitielle :

Les résultats expérimentaux sont comparés aux prédictions théoriques (Figure 8 et la Figure 9) basées sur la théorie de la consolidation pour deux temps de consolidation différents (30sec. et 120sec.) Les deux séries de calculs utilisent les mêmes paramètres, détaillés dans le Tableau 1. Les données expérimentales sont représentées par des traits pleins, tandis que les résultats théoriques sont indiqués par des lignes pointillées. L'évolution de la pression interstitielle a été enregistrée au niveau de la paroi de la cavité pour les deux expériences. Cependant, dans la Figure 9, la mesure prise à 30 mm du centre est inférieure à la prédiction théorique, et celle à 55 mm

est supérieure. Malgré ces écarts, les tendances générales de l'évolution de la pression interstitielle sont globalement bien représentées par la théorie. L'évolution de la pression interstitielle au niveau de la paroi du forage est systématiquement capturée.

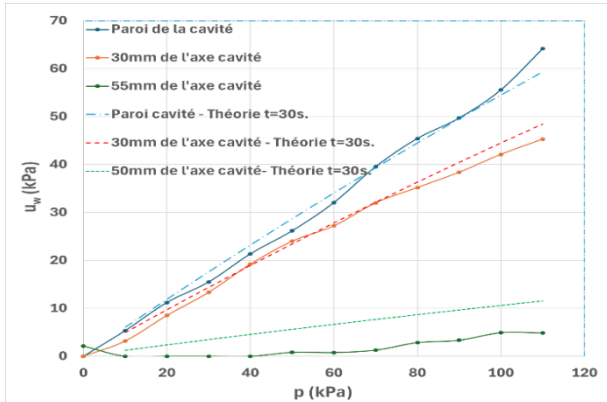


Figure 8: Evolution de la pression interstitielle à différents rayons en fonction de la pression pour une vitesse de chargement $\Delta p=10kPa/min$. les mesures à 15s. après le chargement ; consolidation de 30s.

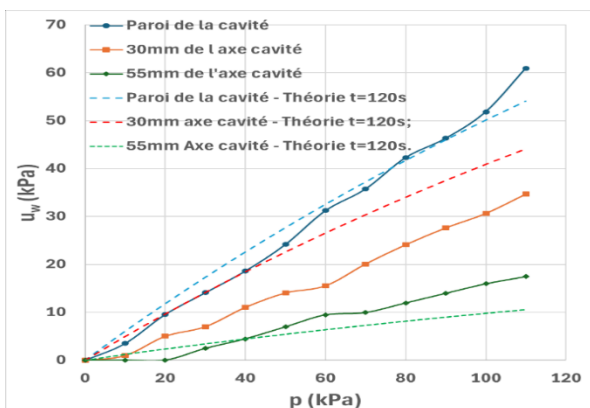


Figure 9: Evolution de la pression interstitielle à différents rayons en fonction de la pression pour une vitesse de chargement $\Delta p=10kPa/min$. les mesures à 15s. après le chargement ; consolidation de 120s.

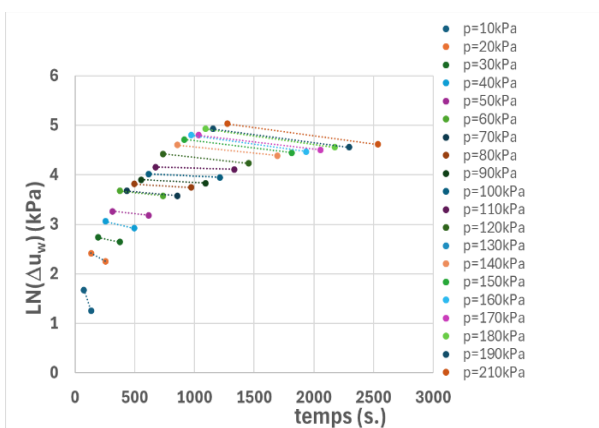


Figure 10: Evolution temporelle de la surpression interstitielle, au forage

4.1.4 Mesure du coefficient de consolidation :

Pour ces essais (Figure 10) la pente $\omega = 0,00023$ est déterminée à partir de la pente moyenne des droites de régression entre $p = 20$ et 110 kPa. En utilisant les équations (37) et (51), nous obtenons $\lambda = 41,40$ et $c_h = 1,34 \times 10^{-7} m^2/s$. Le coefficient de consolidation c_h n'est pas indiqué dans (Anderson et al., 1987) et ne peut donc pas être comparé

4.2 Validation sur essai in situ :

4.2.1 Détermination de la relation linéaire entre la surpression interstitielle et le temps:

Clarke et al. (1979) présentent l'évolution de la pression interstitielle au fil du temps (ligne pleine — Figure 11). Une relation linéaire est bien observée entre le logarithme de l'augmentation de la pression interstitielle $\ln(\Delta u)$ et le temps, avec une pente $-\omega$ donnée par l'équation (37). Cette pente est mesurée à $0,0085$ kPa/min, ce qui équivaut à $\omega = 0,000142$ kPa/s. Les résultats théoriques (Figure 11) retrouvent une droite de même pente. Les derniers points expérimentaux (au delà de 40min.) ne suivent pas la relation linéaire prévisible par suite d'une perte de 6% de la pression expérimentale imposée au forage.

4.2.2 Evolution temporelle de la Pression Interstitielle

L'utilisation de l'équation (39) nous permet de retrouver l'évolution de la pression interstitielle au cours du temps (Figure 12), avec la même courbure que celle observée lors de l'expérience. Les paramètres utilisés pour ce calcul sont présentés (Tableau 2)

4.2.3 Mesure du coefficient de consolidation horizontal c_h :

En appliquant les équations (37) et (51) avec la pente ω (Tableau 2), on obtient $\lambda = 57,03$ et $c_h = 4,36 \times 10^{-7} m^2/s$, proche des résultats ($c_h = 4,4 \times 10^{-7} m^2/s$) de Clarke et al. (1979).

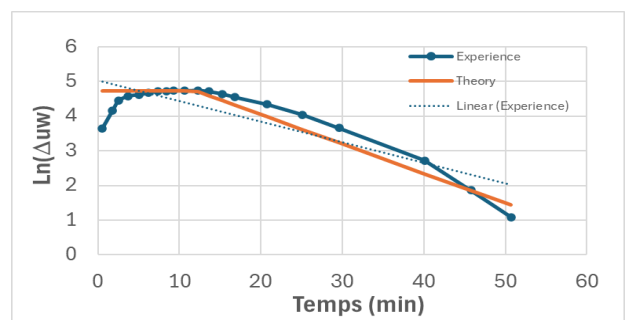


Figure 11: Relation $\ln(\Delta u_w)$ - temps – essai pressiométrique (Clarke et al. 1979) - comparaison théorie-expérience

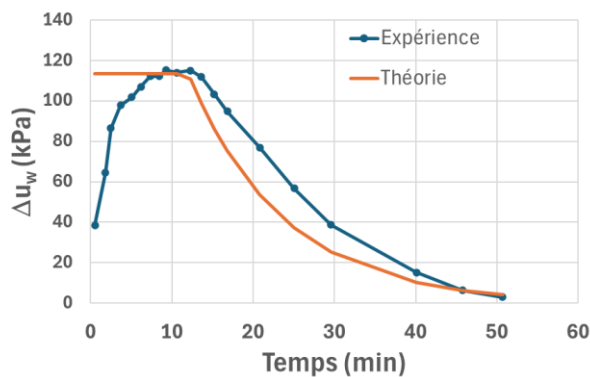


Figure 12: Relation pression interstitielle versus temps – essai pressiométrique (Clarke et al. 1979) - comparaison théorie-ex-périence

Tableau 2 : Paramètres utilisés pour la validation de la théorie sur les essai in-situ (Clarke et al. 1979)

Paramètre	Symbole	Valeur
Rayon du pressiomètre	a (m)	$3.52 \cdot 10^{-2}$
Pression interstitielle initiale	u_{w0} (kPa)	0
Coefficient de Skempton	B_{pres}	0,68
Pression horizontale initiale	p_0 (kPa)	0
Coefficient d'Influence	L_d	5
Pente Ln (Δu) - t	ω (kPa/s)	$1.42 \cdot 10^{-3}$

5 CONCLUSION

Cette étude montre que l'essai pressiométrique (PMT) avec mesures de pression interstitielle est un outil pratique et adapté au terrain pour évaluer les paramètres de consolidation des sols, offrant une alternative fiable aux essais œdométriques traditionnels, notamment lorsque le prélèvement d'échantillons intacts est difficile. En reliant la dissipation de la pression interstitielle au temps et au rayon, nous proposons une méthode directe pour déterminer le coefficient de consolidation horizontal (c_h) et le coefficient de Skempton (B_{pres}), sans nécessiter une dissipation complète de la pression interstitielle : seule la phase linéaire doit être observée. Ceci réduit le temps et le coût des essais, ce qui en fait une solution idéale pour les investigations géotechniques sur le terrain.

L'approche proposée améliore la conception des fondations, des remblais et des travaux de terrassement en fournissant une méthode supplémentaire pour évaluer le comportement hydromécanique des sols, même dans des conditions partiellement saturées, grâce à des mesures in situ. Cependant, la méthode doit être améliorée pour être théoriquement plus pertinente dans le cas de consolidations sous chargements multiples. Les travaux futurs devraient également se concentrer sur la validation de cette méthode pour différents types de

sols et états de saturation, ainsi que sur son intégration dans des protocoles d'essai normalisés. Étendre son application à des scénarios de chargement cyclique ou dynamique pourrait en outre élargir son utilité.

6 REFERENCES

- Anderson, W.F., Pyrah, I.C., Ali Faisal, H., 1987. Rate effects in Pressuremeter tests in clays. *J. Geotech. Eng. ASCE* 113, 1344–1358.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E., Le Mehauté, A., 1972. Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents. *Bull Liaison Labo PC*.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Shields, D.H., 1978. The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications, Aedermannsdorf.
- Boutonnier, L., 2007. Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre, Thèse INPG Grenoble.
- Clarke, B.G., Carter, J., Wroth, C.P., 1979. In situ determination of the consolidation characteristics of saturated clays, in: 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, pp. 207–211.
- Gibson, R.E., Anderson, W.F., 1961. In-Situ measurement of Soil Properties with the pressuremeter. *Civ. Rng Public Works Rev.* 615–618.
- Hughes, J., Whittle, R.W., 2023. High resolution pressuremeters - the measurement of small things. CRC Press - Taylor & Francis Group.
- Monnet, J., Boutonnier, L., 2025. Interprétation du pressiomètre en Non-Drainé Non-Saturé – application à l'argile de Londres. *Rev. Francaise Geotech.* à paraître.
- Monnet, J., Boutonnier, L., 2024. Interpretation of the pressuremeter test into clay in unsaturated and undrained condition, in: 7th Int. Conf. on Geot. Geoph. Site Char.. Barcelonne, pp. 1–8.
- Monnet, J., Boutonnier, L., Mahmutovic, D., 2021. Elastic interpretation of unsaturated undrained pressuremeter tests in clays, in: 6th Int. Conf. on Site Char.. Budapest, pp. 1–6.
- Niarchos, D.G., 2012. Analysis of consolidation around driven piles in overconsolidated clay (PhD Thesis). Massachusetts Institute of Technology.
- Plaxis corp., 2015. Vers. 8 - Material Models Manual.
- Randolf, M.F., Wroth, C.P., 1978. An analytical solution for the consolidation around a driven pile (No. CUED/C-Soils-TR50). Woodward Clyde Consultant.
- Skempton, A.W., 1954. The Pore-Pressure Coefficients A and B, *Géotechnique* 4, 143–147.