

PRISE EN COMPTE DE LA DOUBLE COUCHE DANS LE COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES ARGILES ACTIVES

Laredj Nadia, Missoum Hanifi, Bendani Karim, Maliki Mustapha

*Laboratoire de Construction, Transport et Protection de l'environnement
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, Algérie,*

RÉSUMÉ

Afin de prédire la pression de gonflement des argiles actives, différents modèles ont été proposés ces dernières années. Quelques modèles sont basés sur les propriétés géotechniques; ces modèles sont empiriques obtenus à partir d'approches statistiques. Les autres modèles reposent d'une part sur des concepts thermodynamiques, et d'autre part sur la théorie de la double couche diffuse de Gouy Chapman. Les caractéristiques de gonflement sont fortement influencées par la composition minéralogique et chimique des argiles. Le gonflement intercrystallin étant considéré comme le processus principal responsable de l'augmentation de la pression de gonflement. Cette étude présente l'effet du potentiel osmotique sur le comportement au gonflement des argiles actives en utilisant des équations élastiques non linéaires basées sur l'approche de la surface d'état en contraintes nettes, la succion et la concentration du soluté chimique. Le modèle proposé est utilisé pour simuler la déformation observée dans les argiles expansives. Il a été suggéré en particulier que la détermination de la rigidité du sol en fonction de la concentration chimique pouvait être déterminée par des approches théoriques. Un ensemble d'exercices a été présenté dans ce travail afin de montrer la capacité du modèle à prédire le comportement observé dans les différents types d'argiles.

MOTS-CLÉS : sol gonflant, potentiel osmotique, modèle numérique, éléments finis, théorie de la double couche diffuse.

1. Introduction

Le gonflement des argiles est un phénomène qui suscite actuellement l'intérêt de plusieurs chercheurs du fait des désordres qu'il peut occasionner dans différentes structures construites en surface (bâtiment, ouvrages de soutènement, remblais) ou dans les ouvrages enterrés (tunnels, pieux). Malgré ces inconvénients, les propriétés particulières des argiles expansives, faible perméabilité et rétention notamment, en font des matériaux très intéressants dans la gamme variée des problèmes environnementaux comme la construction des sites de stockage des déchets ménagers, ainsi que leur utilisation aujourd'hui dans la construction des barrières ouvragées destinées à confiner des colis de déchets nucléaires stockés en profondeur (Gens et Olivella (2001); Andra (2005)). Les argiles gonflantes sont donc présentes dans de nombreux contextes, leurs propriétés pouvant être à la fois profitables et dommageables. Il est donc nécessaire d'arriver à modéliser le comportement hydromécanique de ces matériaux afin de prévoir leur comportement à long terme.

Le gonflement est un phénomène très complexe car il résulte de plusieurs phénomènes associés ne pouvant être séparés. En effet, certains chercheurs supposent que le gonflement est dû uniquement à la non saturation du matériau argileux et d'autres considèrent qu'il est dû à l'affinité des minéraux argileux pour la solution d'hydratation. Différents modèles ont été proposés ces dernières années pour décrire la pression de gonflement et la déformation de ce matériau. Cependant, ces méthodes de classification restent souvent des méthodes indirectes car elles recourent rarement à l'analyse minéralogique ou à des essais mécaniques. Elles consistent à établir une corrélation entre la pression ou le taux de gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau et la densité sèche (Williams et Donaldson (1980); Sridharan et Prakash (2000) ; Thomas et al. (2000) ; Djedid et al. (2001) ; Saiyouri et al. (2004)).

Cette étude présente l'effet du potentiel osmotique en utilisant des équations élastiques basées sur les contraintes nettes, la succion et la concentration chimique. Ces modèles présenteront la déformation des argiles expansives. Il a été suggéré en particulier que la détermination de la rigidité du sol en fonction de la concentration chimique peut être déterminée par des approches théoriques ou empiriques. Un ensemble d'exercices a été présenté dans ce travail afin de montrer l'habilité du modèle à représenter le comportement observé des différents types d'argile.

2. Matériels et Méthodes

2.1. Formulation théorique

Les sols non saturés sont des milieux poreux à trois phases qui consistent en solide, liquide et gaz. Dans ce travail, la phase liquide est représentée par la solution eau-soluté chimique et la phase gaz par l'air. Un système couplé d'équations aux dérivées partielles est développé afin de décrire l'effet de la variation de la concentration chimique, due au potentiel osmotique, sur le gonflement des argiles expansives.

2.1.1. Transfert d'humidité

L'équation régissant le transfert d'humidité dans un sol non saturé peut être exprimée comme suit :

$$\frac{\partial(r_l n S_l)}{\partial t} = -r_l \nabla \cdot V_l + r_l E \quad [1]$$

où r_l est la masse volumique de l'eau, n est la porosité, S_l est le degré de saturation en eau, V_l est la vitesse de l'eau dans les pores, E désigne la présence d'un débit d'une source ou d'un puits et ∇ est l'opérateur de divergence. La vitesse de l'eau dans les pores est définie selon la loi généralisée de Darcy (1856).

L'inclusion d'un terme d'écoulement osmotique dans la vitesse du liquide permet la représentation du comportement de l'écoulement liquide que l'on trouve dans les argiles très compactées. Le terme de

l'écoulement osmotique représente le mouvement de l'eau dans la direction croissante de la concentration chimique du soluté c_s . En adoptant la méthodologie présentée par Mitchell (1993), la vitesse totale d'écoulement d'eau peut être définie comme suit :

$$V_l = -k_l[\nabla \cdot (\frac{u_l}{g_l} + z)] + k_{c_s} \nabla c_s \quad [2]$$

où k_l est la conductivité hydraulique, k_{c_s} est la conductivité hydraulique par rapport au gradient de concentration du soluté chimique, u_l est la pression interstitielle de l'eau, g_l est la densité de l'eau et z représente l'élévation.

2.1.2. Transfert d'air

L'équation de conservation de masse de l'air est exprimée par la discrétisation dans le temps de la teneur en air qui devra être égale à la discrétisation spatiale du flux d'air. Ceci peut être représenté mathématiquement comme :

$$\frac{\partial(S_a + H_s S_l) n r_a}{\partial t} = -\nabla \cdot [r_a (v_a + H_s v_l)] \quad [3]$$

où H_s représente le coefficient d'Henry de solubilité volumétrique et r_a la masse volumique de l'air.

Les lois de Fick (1855) et de Darcy (1856) sont utilisées pour décrire l'écoulement de l'air à travers un milieu poreux. En se basant sur la loi généralisée de Darcy pour l'écoulement à plusieurs phases dans un sol non saturé, la vitesse de la phase air peut être définie comme :

$$v_a = -k_a \nabla u_a \quad [4]$$

où k_a est le coefficient de perméabilité de l'air dans les pores et u_a est la pression d'air dans les pores.

2.1.3. Transfert chimique

Le mouvement des sels dans la phase liquide du sol dépend des effets combinés de convection, de dispersion et d'adsorption. En considérant l'écoulement de l'eau comme celui d'un liquide homogène se déplaçant dans un milieu poreux et contenant une certaine masse de soluté chimique, l'équation de conservation de masse de ce dernier en l'absence de sources extérieures est donnée par (Yong et al. (1992) ; Thomas et Cleall (1997)).

$$\frac{\partial(n S_l c_s)}{\partial t} = -\nabla \cdot (C_s v_l) + \nabla \cdot [D_h \nabla (n S_l c_s)] \quad [5]$$

où D_h est le coefficient de dispersion hydrodynamique, défini comme Bear et Verruijt (1998).

$$D_h = D_d + D_m \quad [6]$$

où D_m est le coefficient de dispersion mécanique et D_d est le coefficient de diffusion moléculaire.

2.1.4. Relation contrainte déformation

Dans cette approche, la déformation et la résistance des sols non saturés sont définie par une relation reliant la contrainte à la déformation, la succion et la concentration chimique. Un modèle élastique non linéaire basé sur le concept de surface d'état, présenté par Thomas et He (1995), est utilisé dans cette étude. Le gonflement du sol est représenté dans cette approche en incluant les effets osmotiques à travers le terme de concentration de soluté.

On suppose ici que l'incrément de la déformation totale peut être donné comme étant la somme des incréments de déformation dus aux changements de la contrainte nette moyenne, la succion et la concentration chimique du soluté, telle que :

$$de = de_p^e + de_s^e + de_{c_s}^e \quad [7]$$

où les indices p , s et c_s correspondent à la contrainte nette moyenne, la succion et la concentration du soluté chimique, et l'indice e représente la composante élastique.

En se basant sur le concept de la surface d'état, la concentration du soluté chimique a été incorporée en tant que nouvelle variable dans le modèle. Avec l'inclusion des effets traditionnels de la contrainte nette moyenne et la succion, la déformation volumétrique des sols non saturés est alors définie. Une nouvelle surface d'état en fonction de l'indice des vides est donc requise dans le modèle qui doit être sous la forme :

$$e = f(e_0, p, s, c_s) \quad [8]$$

où e_0 est l'indice des vides initial et en utilisant la surface d'état proposée par Lloret et Alonso (1985), la nouvelle surface d'état peut être exprimée comme suit :

$$e = e_0 + a \ln(p) + b \ln(s) + c \ln(p) \ln(s) + d_{c_s} c_s \quad [9]$$

où d_{c_s} est une fonction relative à la concentration en soluté chimique.

En effectuant des substitutions adéquates dans l'équation [7], la relation contrainte-déformation peut être exprimée comme suit :

$$\begin{aligned} ds'' &= D(de - de_s^e - de_{c_s}^e) \\ &= D(de - A_s ds - A_{c_s} dc_s) \end{aligned} \quad [10]$$

où :

$$de_s^e = \frac{1}{n_i} \frac{\partial e}{\partial s} m ds = A_s ds \quad [11]$$

$$de_{c_s}^e = \frac{1}{n_i} \frac{\partial e}{\partial c_s} m dc_s = A_{c_s} dc_s \quad [12]$$

D est la matrice d'élasticité et s'' est la contrainte nette. Pour les cas bidimensionnels, on a $m = (1,1,0)$ et

$$s'' = \frac{s_x + s_z}{2} - u_a \quad [13]$$

où s_x et s_z sont les contraintes dans les directions x et z , et u_a est la pression interstitielle d'air.

2.2. Théorie de la double couche

Un nombre de chercheurs ont présenté des travaux se rapportant à la théorie de la double couche (Bolt (1956) ; Van Olphen (1977) ; Sridharan et Jayadeva (1982)). Van Olphen (1977) a présenté les formulations suivantes afin de définir la demi-distance entre deux feuillets d'argile pour la double couche de Gouy :

$$\int_z^u (2 \cosh y - 2 \cosh u)^{1/2} \cdot dy = -K \cdot d \quad [14]$$

tels que :

$$z = 2 \cdot \sinh^{-1} \left[\frac{s}{(8 \cdot n \cdot e_s \cdot K \cdot T)^{-1}} \right] \quad [15]$$

$$u = \cosh^{-1} \left(\frac{p}{2 \cdot n \cdot K \cdot T} + 1 \right) \quad [16]$$

$$k = \left(\frac{2 \cdot n \cdot e_c^2 \cdot n^2}{e_s \cdot K \cdot T} \right)^{1/2} \text{ m}^{-1} \quad [17]$$

où s est la densité de charge surfacique. Elle est définie par Mitchell (1993) comme suit :

$$s = \frac{B}{S} \cdot F \quad \text{C/m}^2 \quad [18]$$

p est la pression appliquée, B est la capacité d'échange cationique (meq/g), S est la surface spécifique (m^2/g) et F est la constante de Faraday, k est la constante de Boltzmann, e_s est la constante diélectrique du milieu ($\text{C}^2 \cdot \text{J}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$), e_c est la charge élémentaire, n est la valence de l'ion et n la concentration en ions définie comme suit :

$$n = c_s \times N_A \quad [19]$$

où N_A représente la constante d'Avogadro et c_s la concentration chimique du soluté.

2.3. Algorithme numérique

La complexité et la nature couplée des équations différentielles présentées dans les sections précédentes empêchent une solution analytique directe. Par conséquent, une approche numérique est requise et la formulation de cette solution est basée sur la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale et celle des différences finies pour la discrétisation temporelle. Dans cette étude, l'approche de Galerkin des résidus pondérés (Zienkiewicz et Taylor (2000)) est employée. Les éléments bidimensionnels isoparamétriques à huit nœuds sont utilisés. Le système d'équations obtenu peut être discrétisé dans l'espace et converti comme suit :

$$\begin{bmatrix} K_{ll} & K_{la} & K_{lc_s} & - \\ K_{al} & K_{aa} & K_{ac_s} & - \\ K_{c_s l} & - & K_{c_s c_s} & - \\ - & - & - & - \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_w \\ u_a \\ c_s \\ u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ll} & C_{la} & C_{lc_s} & C_{lu} \\ C_{al} & C_{aa} & C_{ac_s} & C_{au} \\ C_{c_s l} & C_{c_s a} & C_{c_s c_s} & C_{c_s u} \\ C_{ul} & C_{ua} & C_{uc_s} & C_{uu} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_l \\ f_a \\ f_{c_s} \\ f_u \end{bmatrix} = 0 \quad [20]$$

u_l, u_a, c_s et u représentent respectivement la pression interstitielle de l'eau, la pression interstitielle de l'air, la concentration en soluté chimique et le déplacement. Le point au dessus des variables réfère à

la dérivée par rapport au temps. K_{ij} et C_{ij} représentent les matrices correspondant aux équations différentielles avec $(i, j = l, a, c_s, u)$.

Pour simplifier, il est pratique de réécrire l'équation [20] sous la forme suivante :

$$K\{j\} + C\left\{\frac{\dot{f}j}{f\dot{t}}\right\} + \{f\} = \{0\} \quad [21]$$

où $\{j\}$ représente le vecteur inconnu global $\{u_l \quad u_a \quad c_s \quad u\}^T$.

Afin de résoudre l'équation [21], une forme générale de l'algorithme des différences finies à mi-intervalle est utilisée pour discrétiser temporellement l'équation différentielle (Bendani et al. (2008)).

Cet algorithme peut être exprimé comme suit :

$$[A]^{f_i} \left\{ (1-\bar{w})f^{n+1} + \bar{w}f^n \right\} + [B]^{f_i} \left\{ \frac{f^{n+1} - f^n}{\Delta t} \right\} + [C]^{f_i} = \{0\} \quad [22]$$

où \bar{w} représente une constante d'intégration, $\bar{w} = 0, 0.5$ et 1 pour les schémas explicites. L'exposant f_i représente le niveau pour lequel les matrices $[A]$, $[B]$ et $[C]$ sont évaluées. Ce niveau est donné par :

$$f_i = J(n+1) + (1-J)n \quad [23]$$

où J est une constante qui définit le niveau pour lequel les matrices sont évaluées. Pour le schéma aux différences finies implicite les constantes \bar{w} et J prennent les valeurs 0 et 0.5 respectivement.

En appliquant cela dans les équations précédentes on obtient :

$$\{f\}^{n+1} = \left\{ [A]^{n+0.5} + \frac{[B]^{n+0.5}}{\Delta t} \right\}^{-1} \left\{ \frac{[B]^{n+0.5}\{f\}^n}{\Delta t} - [C]^{n+0.5} \right\} \quad [24]$$

A partir de cette équation, on peut constater que le vecteur $\{f\}^{n+1}$ pourra être déterminé si les matrices $[A]$, $[B]$ et $[C]$ sont évaluées au temps $t = n + 0.5$. L'algorithme de prédiction-correction est employé ici pour obtenir ce résultat.

3. Résultats et discussion

3.1. Exemples numériques

Une solution numérique pour les quatre équations différentielles est obtenue en appliquant les méthodes appropriées. Pour la discrétisation spatiale, la méthode des éléments finis est utilisée en appliquant l'approche de Galerkin des résidus pondérés avec les éléments isoparamétriques à huit nœuds. Pour la discrétisation temporelle, la méthode des différences finies est employée en appliquant le schéma implicite à mi-intervalle.

Les exemples étudiés ici utilisent la théorie de la double couche, décrite dans la section précédente, afin de prédire les changements de volume dus aux changements du potentiel osmotique. Les paramètres physiques utilisés sont présentés dans le tableau [1]. La configuration géométrique choisie illustre un petit problème bidimensionnel de dimensions 200 mm par 100 mm . La discrétisation spatiale du domaine consiste en dix éléments isoparamétriques à huit nœuds comme le montre la figure [1].

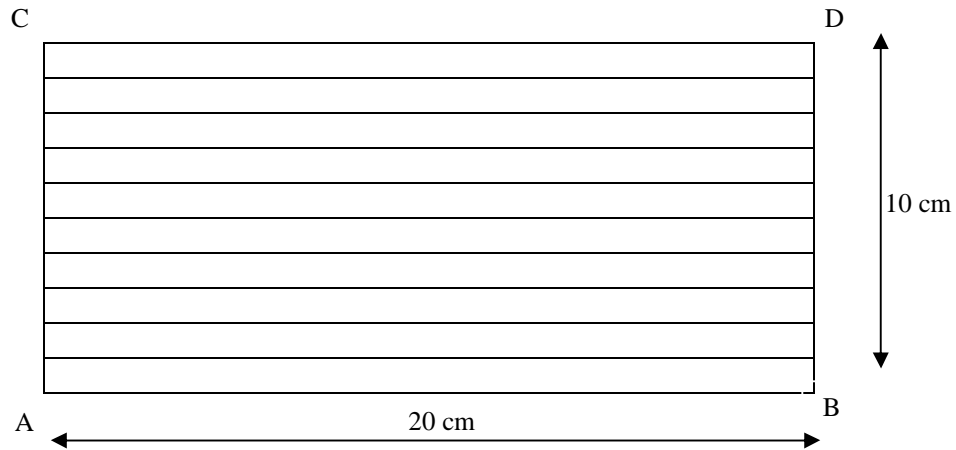


Figure 1. Maille en éléments finis de 10 éléments isoparamétriques

Tableau 1. Paramètres du matériau utilisé dans l'exemple numérique

Paramètres	Valeur ou Fonction
D_h (m ² /s)	10^{-9}
S_w	$1.0 - 0.8 \times \tanh(5 \times 10^{-6} \times s)$
K_w (m/s)	$10^{-15} \frac{(S_w - 0.05)^3}{0.95^3} 10^{4.0 \times e}$
$K_w^{c_s}$ (m/s)	10^{-14}
r_s (kg/m ³)	2780
r_w (kg/m ³)	1000
g_w (kN/m ³)	10.0
e	$5.5 - 0.4 \ln(p) - 0.25 \ln(s) + 0.02 \ln(p) \ln(s)$
S (m ² /g)	100
B (meq/m ²)	400
W_L	92
W_P	39
T (K)	293
e_c (C)	1.60219×10^{-19}
F (C/mol)	9.64867×10^4
k (J.K ⁻¹)	1.38062×10^{-23}
	1
e_{st} (C ² .J ⁻¹ .m ⁻¹)	7.11×10^{-10}

3.1.1. Exemple 1

Le sol représenté dans ces exemples est une fraction d'illite du même type que celle décrite par Bolt (1956). Les paramètres relatifs à la diffusivité et à la perméabilité, en respectant la phase soluté, sont des valeurs typiques pour un sol argileux (Mitchell et Soga (2005)). La surface spécifique et la capacité d'échange cationique pour une illite sont prises comme étant la moyenne des résultats publiés (Mitchell et Soga (2005)). La relation de l'indice des vides utilisée est prise pour décrire le comportement typique d'un sol argileux sous des conditions de faible succion (Thomas et He (1995)).

L'indice des vides peut être défini en termes de distance entre deux feuillets d'argile par Sridharan et Jayadeva (1982) comme suit :

$$e = G_s g_w S.d \quad [25]$$

où G_s est la gravité spécifique des solides du sol et g_w est la masse volumique de l'eau. Il est proposé ici que la valeur de A_{c_s} soit définie numériquement pour une valeur spécifique de c_s par la relation suivante :

$$A_{c_s} = \frac{e_2 - e_1}{c_{s2} - c_{s1}} \quad [26]$$

où les indices 1 et 2 représentent les valeurs de c_s et e à une concentration de soluté chimique supérieure de 0.1% et inférieure de 0.1% de leurs valeurs actuelles.

Il est proposé ici d'inclure un facteur afin de contrôler le degré de mobilisation du gonflement induit par la concentration chimique du soluté, comme il est réaliste de s'attendre à ce que le gonflement de l'argile expansive à différents degrés de saturation, produise une valeur différente de déformation. En d'autres termes, lorsque les changements de concentration chimique du soluté sont les mêmes, les déformations volumétriques produites dans l'argile sèche seront inférieures à celles des argiles saturées. L'expression modifiée de A_{c_s} peut être écrite comme suit :

$$A_{c_s} = S_w \frac{e_2 - e_1}{c_{s2} - c_{s1}} \quad [27]$$

L'exemple étudié montre le modèle simulant les caractéristiques de gonflement d'une illite sous des gradients de potentiel osmotique. Physiquement, le problème peut être considéré comme celui d'un échantillon de sol placé dans une membrane flexible et imperméable avec deux plaques poreuses en haut et en bas de l'échantillon [figure 2]. L'échantillon est supposé avoir un degré de saturation initial égal à 100% et un indice des vides initial de 2,18. Ces données correspondent à une pression interstitielle d'eau de 0 kPa. Il est supposé aussi une concentration initiale de soluté de 100 mol/m³.

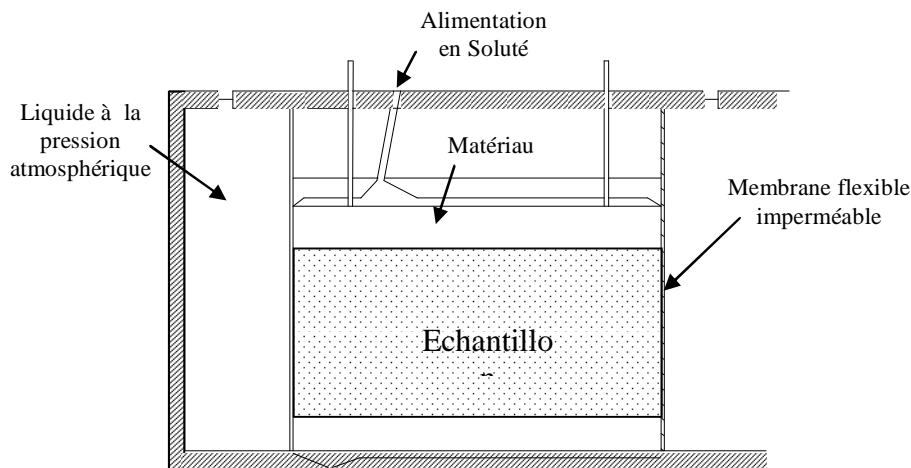


Figure 2. Représentation physique du problème

La succion est contrôlée aux frontières en appliquant une pression interstitielle d'eau constante égale à 0 kPa sur les deux surfaces AB et CD. Cette condition numérique est imposée pour obtenir la déformation due seulement à la variation du potentiel osmotique. Le gradient de concentration de soluté est obtenu en appliquant des conditions fixes aux frontières avec une concentration chimique décroissante de 100 mol/m³ à 1 mol/m³. Les surfaces AC et BD sont supposées imperméables. L'échantillon de sol repose sur une base fixe et il lui est permis de gonfler librement.

A l'intérieur de l'échantillon, la concentration du soluté chimique appliquée aux frontières AB et CD conduit à un gradient de concentration de soluté chimique. Ce gradient conduit le liquide à se mettre en mouvement dans la direction de la concentration la plus élevée. La diminution de la concentration du soluté chimique fait varier les forces dans la double couche en causant une augmentation de la distance entre les plaquettes d'argile produisant ainsi le gonflement.

La figure [3] montre la déformation due au gonflement en fonction de la concentration du soluté chimique de l'échantillon. A une concentration élevée, la valeur de gonflement due à une unité de variation de concentration de soluté chimique est plus petite que dans le cas de faibles concentrations.

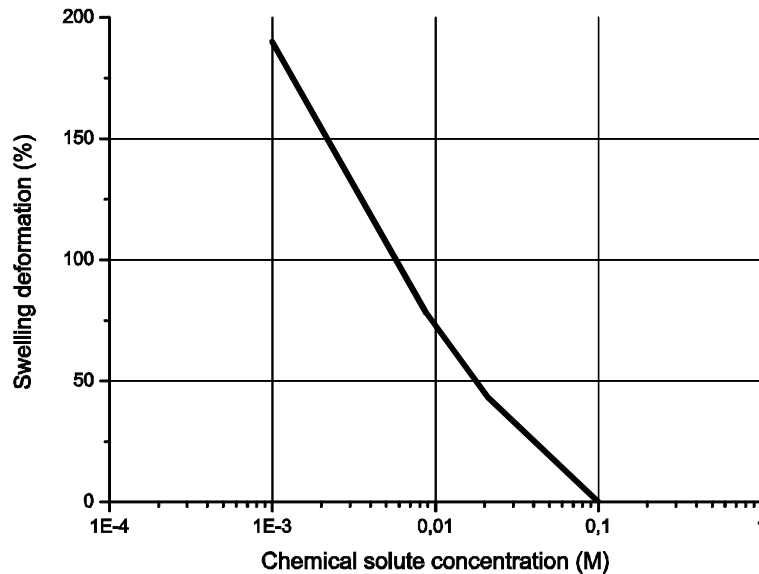


Figure 3. Variation de la déformation au gonflement en fonction de la concentration du soluté chimique

Une déformation finale de 190% dans l'échantillon est obtenue lorsque la concentration du soluté chimique a atteint une valeur de 1 mol/m^3 à travers tout le sol. Les résultats sont en accord avec ceux obtenus par Sridharan et Jayadeva (1982) avec une formulation de la double couche similaire. Ces résultats présentés par Sridharan et Jayadeva (1982) montrent aussi une déformation de 190% qui a été prédite par la théorie de la double couche. Cette comparaison vérifie que la solution numérique de l'équation [15] est correcte.

3.1.2. Exemple 2

L'exemple étudié montre le modèle simulant les caractéristiques de gonflement d'une illite non saturée sous des gradients de potentiel osmotique. Une fois de plus, le problème peut être considéré physiquement comme celui d'un échantillon de sol placé dans une membrane flexible et imperméable avec deux plaques poreuses en haut et en bas de l'échantillon. L'échantillon est supposé avoir un degré de saturation initial égal à 95% et un indice des vides initial de 0,7. Ces données correspondent à une pression interstitielle d'eau de -100 kPa. Il est supposé aussi une concentration initiale de soluté de 100 mol/m^3 .

La figure [4] montre la déformation due au gonflement en fonction de la concentration du soluté chimique de l'échantillon. Une fois de plus, on peut observer que lorsque la concentration chimique décroît, le sol présente une réponse de déformation de gonflement. Dans ce cas, la quantité de déformation produite est réduite en comparaison de celle de l'exemple précédent. La raison de cela est que la déformation de gonflement produite par le changement de concentration chimique est réduite

par un facteur appliquée à A_{c_s} . Cet exemple montre l'effet du facteur appliqué à la rigidité du sol tout en respectant la concentration du soluté chimique.

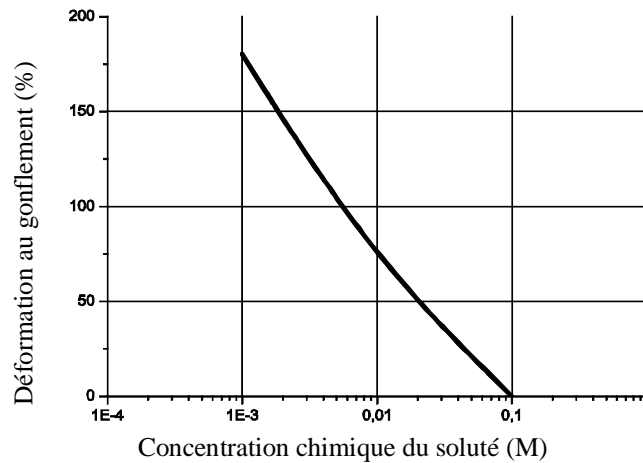


Figure 4. Déformations au gonflement en fonction de la concentration chimique

3.2. Exemple numérique pour l'approche empirique

Dans cette section il est représenté la modélisation d'une argile de type bentonite en utilisant une relation empirique afin de représenter la variation de volume en fonction de la concentration chimique. Les résultats à partir d'un essai de gonflement sur une bentonite compactée (Komine et Ogata (1994)) sont supposés montrer les déformations produites par la variation de la succion et de la concentration du soluté chimique. Les déformations produites uniquement par le potentiel osmotique peuvent être calculées par la différence entre la déformation totale et celle produite par la variation de la succion. De ce fait, une expression sur les déformations produites par la variation de la concentration de soluté chimique peut être obtenue si cette dernière est connue dans le temps.

L'essai expérimental est réalisé sur une bentonite compactée d'une masse volumique sèche initiale de 1.84 t/m^3 et une teneur en eau initiale de 6.5%. L'échantillon a été alimenté par l'eau jusqu'à qu'il atteigne un degré de saturation de 100%.

Pour les résultats de l'essai de gonflement utilisé dans cet exemple, la variation de concentration de soluté chimique dans le temps n'est pas connue, par conséquent, le modèle numérique a été utilisé pour prédire la variation de la concentration de soluté et de la succion durant l'essai. La déformation produite par la variation de la succion a été obtenue par la relation développée à partir des résultats présentés par Ho et Fredlund (1989) et qui peut être exprimée en terme de A_{c_s} comme :

$$A_{c_s} = \frac{-0.02358}{n_{0.s}} \quad [28]$$

La déformation due à la variation de la concentration de soluté chimique a été prise égale à la différence entre la déformation observée expérimentalement et celle produite par la variation de la succion. Une relation peut être ainsi obtenue en terme de A_{c_s} :

$$A_{c_s} = -\frac{(5.312 \ln c_s - 23.569)}{\sqrt{c_s}} - \frac{7.252 \times 10^{-4}}{c_s^2} \quad [29]$$

Les expériences ont été réalisées en utilisant un oedomètre pour la déformation au gonflement et un appareillage de compression unidimensionnelle pour l'essai de pression de gonflement. Par conséquent, les relations obtenues sont appliquées aux problèmes unidimensionnels seulement. Une

relation linéaire élastique est supposée pour représenter la rigidité du sol en fonction de la contrainte nette avec un module volumétrique $K = 6 \times 10^5$ Pa comme première approximation. Cette hypothèse peut être modifiée avec la disponibilité de données expérimentales complémentaires.

Cet exemple présente un essai de gonflement libre unidimensionnel sur une bentonite compactée. Pour une valeur de la porosité du sol de 0.344, les valeurs initiales du degré de saturation et de l'indice des vides sont 35% et 0.5 respectivement. La succion initiale de 133 MPa peut être obtenue à partir de la relation donnée dans le tableau (2). Une concentration de soluté de 40 mol/m^3 (0.04M) est supposée. L'échantillon de sol est permis de gonfler librement dans la direction verticale.

Tableau 2. Paramètres du matériau utilisé dans l'exemple numérique

Paramètres	Valeur ou Fonction
D_h (m ² /s)	10^{-9}
S_w	$1.0 - 1.0 \times \tanh(6 \times 10^{-9} \times s)$
K_w (m/s)	$4.667 \times 10^{-15} \frac{(S_w - 0.05)^3}{0.95^3} 10^{3.2 \times e}$
$K_w^{c_s}$ (m/s)	10^{-14}
r_s (kg/m ³)	2780
r_w (kg/m ³)	1000
T (K)	293

Il est appliqué aux frontières AB et CD une pression interstitielle d'eau de 0.0 Pa et une concentration de soluté chimique de 10^{-5} mol/m^3 pour simuler l'alimentation d'eau à l'échantillon (figure 5).

La figure (6) montre la variation de la déformation de gonflement en fonction de la concentration de soluté chimique au centre de l'échantillon. Les gradients de pression interstitielle de l'eau et de la concentration de soluté chimique causent le mouvement de l'humidité dans l'échantillon. Cette infiltration conduit à la saturation du sol et à la diminution de la concentration de soluté car le liquide entrant est à basse concentration relativement à celle du liquide interstitiel original. Les déformations produites durant ce processus sont dues à la variation de la succion et de la concentration de soluté chimique. A la saturation, le gradient de concentration de soluté chimique est toujours présent, ce qui veut dire que le soluté continu à pénétrer l'échantillon jusqu'à que la concentration de soluté atteigne la valeur de 10^{-5} mol/m^3 dans l'ensemble de l'échantillon.

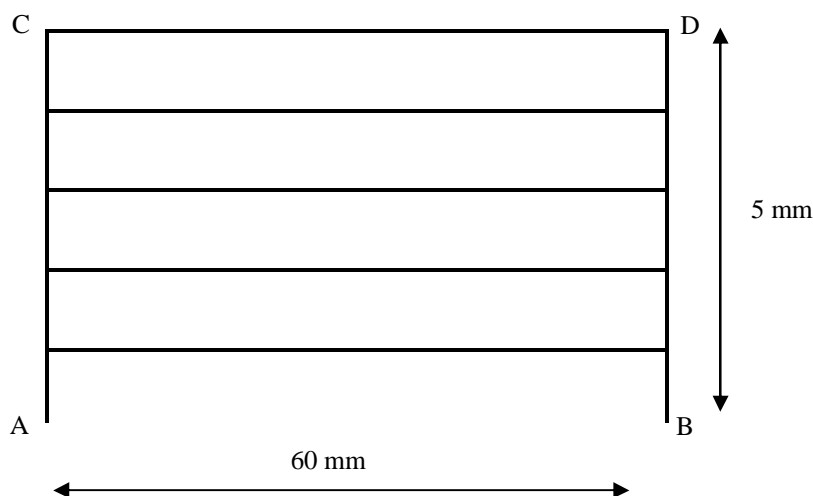


Figure 5 : Déformation au gonflement en fonction de la concentration de soluté chimique

A partir de la saturation de l'échantillon, les déformations sont dues uniquement à la variation de la concentration de soluté chimique. La figure (6) montre aussi la composante de déformation produite par la variation de la succion, ceci illustre l'amplitude des déformations produites par la variation de la concentration de soluté chimique relativement à ceux induites par la succion.

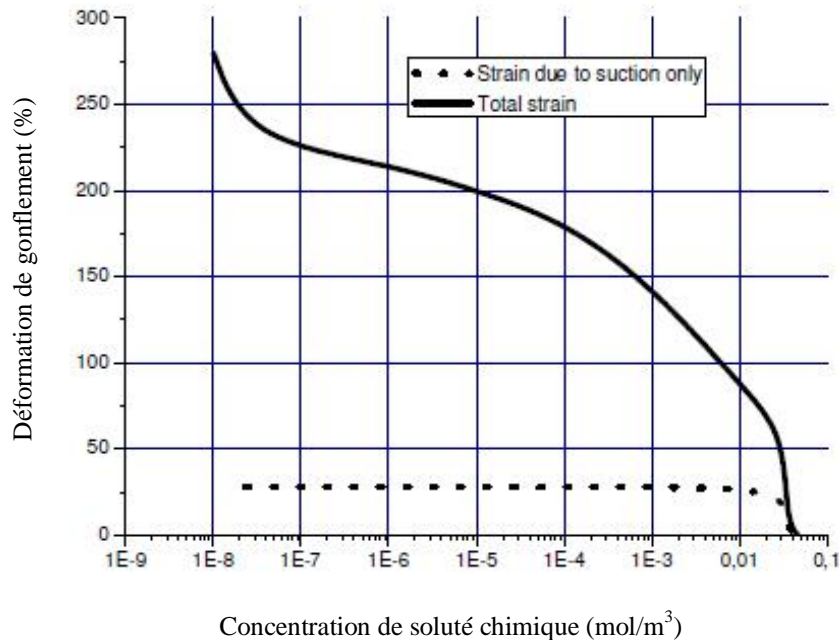


Figure 6 : Maillage par éléments finis

La quantité globale de gonflement produite en terme de déformation volumétrique est égale à 284%. Cette déformation totale représente la somme des déformations produites par la variation de la succion et de la concentration de soluté chimique. La valeur de la déformation reportée par Komine et Ogata (1994) pour cette bentonite compactée est de 285%. Cette excellente corrélation démontre la capacité du modèle à utiliser des relations empiriques pour simuler des essais expérimentaux

4. Conclusion

L'objectif principal de cette étude était de démontrer l'effet des changements du potentiel osmotique sur la déformation de gonflement présentée par les argiles expansives, en utilisant le modèle proposé. La détermination de la rigidité du sol en fonction de la concentration chimique a été représentée en utilisant l'approche de la double couche, ainsi que les relations empiriques. Les résultats obtenus dans ces simulations sont très encourageants et donnent une certaine confiance sur la capacité du modèle à représenter les processus physiques observés à l'intérieur de l'échantillon de sol.

5. Références bibliographiques

- Andra Dossier 2005 argile, Synthèse "Evaluation de la faisabilité du stockage géologique en formation argileuse", Rapport Andra C.RP.ADP.04.0002, 2005.
- Bear J., Verruijt A., Modelling groundwater flow and pollution, Dordrecht, D. Reidel Publishing Company, 1998.
- Bendani K., Missoum H., Khelafi H., Laredj N., "Modelling the hydro-mechanical behaviour of highly expansive clays », Asian J. Applied Sci., vol. 1, n° 3, 2008, p.206-216.

- Bolt G. H., « Physico-chemical analysis of compressibility of pure clays », *Geotechnique*, vol 8, 1956, p.86-93.
- Darcy H., *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*, V. Dalmont, Paris, 1856, p. 590-594.
- Djedid A., Bekkouche A., Aissa Mamoune S.M., “Identification et prevision du gonflement de quelques sols de la region de Tlemcen (Algérie)”, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°233 Juillet-Août 2001, pp 67-75.
- Fick A., *Ann Der. Phys.*, Leipzig, vol. 94, 1855, p. 59-86.
- Gens A., Olivella S., “Chemo-mechanical modeling of expansive materials”, 6th International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Reseach, November 2001, Paris, France. p. 463-495.
- Ho D. Y. F., Fredlund, D.G., “Laboratory measurement of the volumetric deformation moduli for two unsaturated soils” *Proc. 2nd Can. Geo. Conf.*, 1989.
- Komine H., Ogata N., “Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite”, *Canadian Geotechnical Journal*, vol 31, 2004, p. 478-489.
- Lloret A., Alonso E.E., “State surface for partially saturated soils”, *Proceeding of the 11th Int. Conf. Soil. Mech. Engng.*, 1985, San Fransisco, vol. 2, p. 557-562.
- Mitchell J. K., K. Soga, *Fundamentals of soil behavior*, 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, 2005.
- Mitchell J.K., *Fundamentals of soil behaviour*, 2nd edition, John Wiley andsons, New York, 1993.
- Saiyouri N., Tessier D., Hicher P.Y., “Experimental study of swelling in unsaturated compacted clay”, *Clay minerals*, vol. 39, n°4, 2004, p. 469-479.
- Sridharan A., Jayadeva M. S., « Double layer theory and compressibility of clays », *Geotechnique*, vol. 32, n° 2, 1982, p. 133-144.
- Sridharan A., Prakash K., “Classification procedures for expansive soils”, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng.*, 2000, p. 235-240.
- Thomas H. R., He Y., “A analysis of coupled heat, moisture and air transfer in unsaturated soil”, *Geotechnique*, vol. 45, n° 4, 1995, p. 677-689
- Thomas P.J., Baker J.C., Zelazny L.W., “An expansive soil index for predicting shrink-swell potential”, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, vol. 64, 2000, p. 268-274.
- Thomas H R., Cleall P. J., "Chemico-osmotic effects on the behaviour of unsaturated expansive clays". *Proc Int Conf on Geoenviromental Engineering*, Cardiff, 1997, p. 272-277.
- Van Olphen H., *An introduction to clay colloid chemistry*, John Wiley & Sons, Inc, 1977.
- Williams A.A.B., Donaldson G.W., “Building on expansive soils in South Africa”, *Proceeding of the 4th International Conference of Expansive soils*, 1980, Denver, p.834-844.
- Yong R.N., Mohamed A.M.O., Warkentin B.P., “Principles of contaminant transport in soils. », *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 73, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1992.
- Zienkiewicz O. C., Taylor R.L., *The finite element method*, 5th Edition, Butterworth-Heinemann, Oxford, UK, 2000.