

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



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

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

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

# Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre

Arabet, Leila

Department of genie civil – University of 20 Aout 1955, Skikda, Algeria



2011 Pan-Am CGS  
Geotechnical Conference

## ABSTRACT

The problem of consolidation has been one of the most complicated problems, since it is mainly related to two factors "time" and "space." In this article, we have discussed this problem with the use of finite element code PLAXIS, but the question has been asked: "Is it that the results obtained by this code, are consistent with experiments and the fundamental theories of the consolidation, or not? ". To answer this question, we have modeled numerically with PLAXIS 2D compaction and consolidation under one-dimensional oedometer for different soil samples. Then, by comparing the results obtained numerically to the results obtained in the laboratory. We have then varied the different parameters that have influenced the phenomenon of consolidation in the finite element code PLAXIS and interpreting the results obtained with the help of fundamental theories of consolidation. In the end, we have established a model of calculation applies to the various tests.

## RÉSUMÉ

Le problème de consolidation a été l'un des problèmes le plus compliqué, puisqu'il est principalement lié à deux facteurs « le temps » et « l'espace ». Dans cette article, nous avons traité ce problème avec l'utilisation du code éléments finis PLAXIS, mais la question a été posée : « Est-ce que les résultats obtenus par ce code, sont conformes aux expérimentations et aux théories fondamentales, ou non ? ».

Pour répondre à cette question, nous avons modélisé numériquement avec PLAXIS 2D le tassement et la consolidation unidimensionnelle sous l'oedomètre pour différents échantillons du sol. Ensuite, en confrontant les résultats obtenus numériquement aux résultats obtenus en laboratoire. Puis, nous avons varié les différents paramètres qu'ils ont influé sur le phénomène de consolidation dans le code éléments finis PLAXIS et en interprétant les résultats obtenus à l'aide des théories fondamentales de consolidation. En fin, nous avons établi un modèle de calcul valable pour les différents essais réalisés.

## 1 INTRODUCTION

La mécanique des sols et des roches s'intéresse des sols compressibles, car les dépôts de ces sols recouvrent une grande partie de la terre, c'est donc naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes posés par la construction d'ouvrage sur ces sols.

Les caractéristiques de compressibilité du sol sont les plus intéressées pour connaître la structure de ces sols; ils ont calculé par les essais œdométriques (le plus souvent les essais œdométriques à chargement par palier et à chargement constant).

L'objectif de cette article est de calculer ces caractéristiques à l'aide du code des éléments finis PLAXIS 2D, donc nous avons simulé les tassements de consolidation sous l'oedomètre, et en confrontant les résultats obtenus aux expérimentations et aux théories fondamentales de la consolidation. Dans ce but nous avons notamment trouvé un modèle mathématique, qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement de ces sols.

Il faut donc partir d'une base expérimentale assez vaste cela suppose une connaissance préalable de la structure des matériaux étudiée qui aide à interpréter les résultats d'essai de simulation.

## 2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE LA MODELISATION NUMERIQUE

Le code éléments fins « PLAXIS » est un outil pratique d'analyse d'ouvrage et d'essais géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques à l'aide de la méthode des éléments finis, son principe est de remplacer structure physique par des composantes discrètes (maillage), qu'ils ont liées par des nombres des points (Nœuds), assembler à l'aide des fonctions de forme.

La relation entre les déformations et les contraintes est assurée à l'aide des lois de comportement qu'ils sont différents selon leurs surfaces de charge et les paramètres utilisés.

Dans le code PLAXIS on trouve 5 lois de comportements : élastique linéaire, Mohr Coulomb (MC), Hardning Soil Model (HSM), Soft Soil Model (SSM), Soft Soil Creep Model (SSCM). Qu'ils ont été caractérisés par des paramètres et des surfaces de charge, la détermination de ces paramètres se fait avec une étude géotechnique classique.

## 3 MODELISATION NUMERIQUE

### 3.1 Introduction

Le but de cette partie est de modéliser des essais œdométriques à l'aide du code d'élément fini. Nous comparons les résultats obtenus (courbe de compressibilité et de consolidation) à ceux des essais réalisés en laboratoire et aux différentes méthodes théoriques. Les résultats nous permettrons de caler le modèle utilisé par rapport au

modèle réel et de valider d'améliorer ou de confirmer les hypothèses de la loi de comportement utilisée.

### 3.2 Modèle Utilisé :

Ce travail consiste à utiliser un modèle rhéologique simple : élastique linéaire isotrope pour valider la géométrie, les conditions aux limites et le chargement de notre modèle; ensuite, nous introduisons la plasticité en utilisant les différents critères qui ont été employés dans ce logiciel (MC, SSM, SSCM).

Les paramètres des calculs utilisés dans la modélisation numérique pour chaque loi de comportement ont été donnés par le tableau ci-dessous (Tableau 1.)

Tableau 1. Les Différents paramètres utilisés

Modèle	Paramètre	Limons	Argile graveleuse	Observation
<b>MC</b>	$\gamma_{sat}$ $KN/m^3$	21.7	19.5	-
	$\gamma_{nsat}$ $KN/m^3$	19.5	17	-
	$K_x=K_y$ $m/s$	$1.22 \cdot 10^{-8}$	$1.38 \cdot 10^{-7}$	-
	$E$ $KPa$	4080	3058	Essai triaxial : à niveau de 50% du déviateur
	$\nu$	0.42	0.426	Essai triaxial
	$C$ $KN/m^2$	32	30	Cercle de Mohr non drainée
	$\varphi$ ( $^\circ$ )	16	15	Cercle de Mohr non drainée
	$\psi$ ( $^\circ$ )	0	0	$\varphi < 40^\circ$
<b>SSM</b>	$\lambda^*$	0.034	0.0768	Essai œdométrique
	$\kappa^*$	0.019	0.439	Essai œdométrique
	$\nu_{UR}$	0.15	0.15	Par défaut
	$M$	0.724	0.741	Par défaut
<b>SSCM</b>	$K_0^{nc}$	0.5	0.5	Par défaut
	$\mu^*$	$1 \cdot 10^{-3}$	$9 \cdot 10^{-3}$	Essai œdométrique

Nous avons réalisés deux essais œdométriques à chargement par palier et constant (à l'aide d'œdomètre Bishop au sein du laboratoire TP est de Constantine), sur deux échantillons du sol cylindrique de 50 x 19 mm, le premier échantillon est le limon du site : Ciloc à Constantine et le deuxième échantillon est l'argile graveleuse du site : Bellevue de Constantine

Pour faire le maillage dans le plan, nous avons utilisés l'axe de symétrie (c'est-à-dire seule la moitié de l'échantillon est modélisée) puisque l'éprouvette à un axe de révolution, et des éléments triangulaires à 15 nœuds par l'élément, chaque nœud peut avoir deux degrés de liberté, pour trouver des résultats plus précis. Pour les conditions aux limites on utilise même principe d'œdomètre (c'est-à-dire seul le déplacement vertical est autorisé) (Figure 1.).

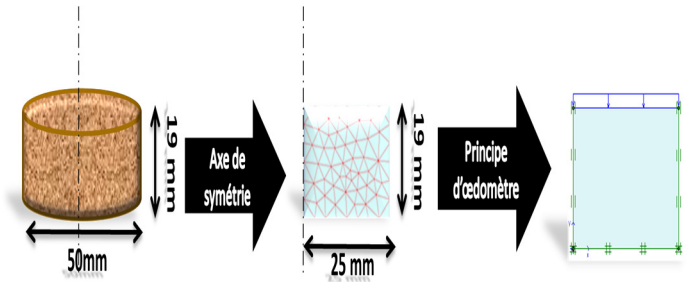


Figure 1. Modélisation numérique de la géométrie de l'échantillon.

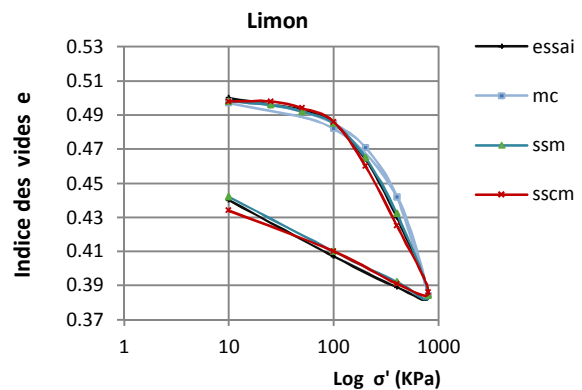
### 3.3 Les Phases de Calcul numérique :

- à chargement par palier : nous avons appliqués une série de contrainte effective verticale (chacune étant le double de celle d'avant jusqu'à 800KPa) et pour un palier de 24 heures, puis on déchargeant successivement ces contraintes (pour 400, 100 et 10 KPa).
- à chargement constant : nous avons appliqués une contrainte effective verticale constante (100KPa pour le limon, 134.7KPa pour l'argile graveleuse), pendant 7 jours (incrément d'un jour) pour caractériser l'effet de la consolidation secondaire.

### 3.4 Les Résultats Obtenus :

- à chargement par palier :

La courbe de compressibilité obtenue par la simulation numérique avec les différentes lois de comportement utilisées pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse) est présentée dans la figure ci-dessous (Figure 2)



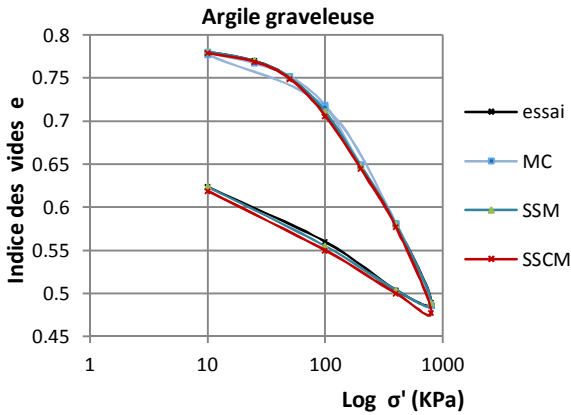


Figure 2. Courbe de compressibilité

Pour les paramètres de compressibilité obtenus par les différentes lois ont été calculés et cités sur le tableau ci-dessous (Tableau 2.)

Tableau 2. Les paramètres de courbe de compressibilité pour les différentes lois de comportement.

		Essai	MC	SSM	SSCM
Limon	$\sigma'_p$	191	291	208	177
	$C_c$	0.13	0.085	0.135	0.106
	$C_s$	0.033	0.085	0.030	0.025
Argile graveleuse	$\sigma'_p$	158	165	158	158
	$C_c$	0.265	0.287	0.265	0.269
	$C_s$	0.076	0.287	0.076	0.075

Donc, lorsqu'on utilise la loi de Mohr Coulomb (MC), on trouve que la courbe de compressibilité est quasiment confondue à celle de laboratoire lorsqu'on charge, mais elle s'éloigne progressivement lorsqu'on décharge (elle retourne aux mêmes valeurs de chargement).

Pour la loi de Soft Soil Model (SSM), la courbe de compressibilité est quasiment confondue à celle de laboratoire. Par contre pour le Soft Soil Creep Model (SSCM) elle est peu différente.

A l'échantillon d'argile graveleuse, on observe les mêmes résultats pour les deux lois MC et SSM, mais pour le SSCM on observe que les résultats obtenus est quasiment associés à ceux de laboratoire.

L'erreur relative pour les différents paramètres de chaque loi de comportement utilisé a été donnée par l'histogramme ci-dessous (Figure 3.).

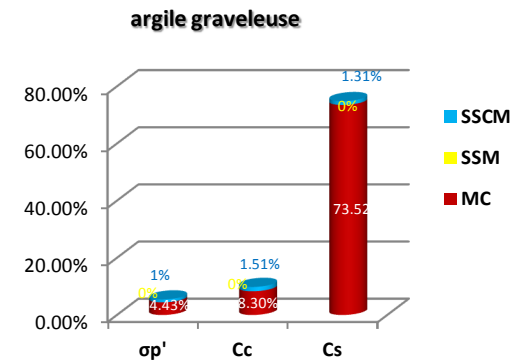
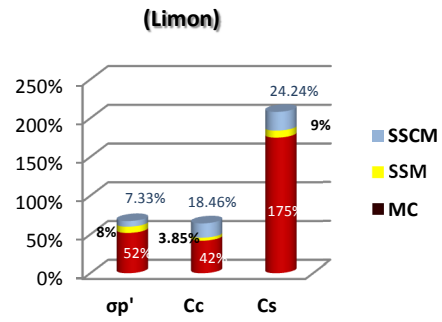


Figure 3. L'erreur relative des différents paramètres pour chaque loi de comportement

Donc, on peut noter que la loi de MC a une erreur très élevée, l'une des principales causes de cette erreur est le fait que ne tient pas compte l'effet de déchargement, du fait qu'en réalité le module du sol en déchargement est différent en générale nettement plus fort que son module en chargement.

Pour le SSCM on observe que l'erreur relative de limon est plus grande que celle de l'argile graveleuse, puisqu'on prend une certaine valeur d'indice de fluage malgré qu'en laboratoire cette valeur est négligée.

- à chargement constant :

La courbe de consolidation obtenue par la simulation numérique avec les différentes lois de comportement utilisées pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse) est présentée dans la figure ci-dessous (Figure 4)

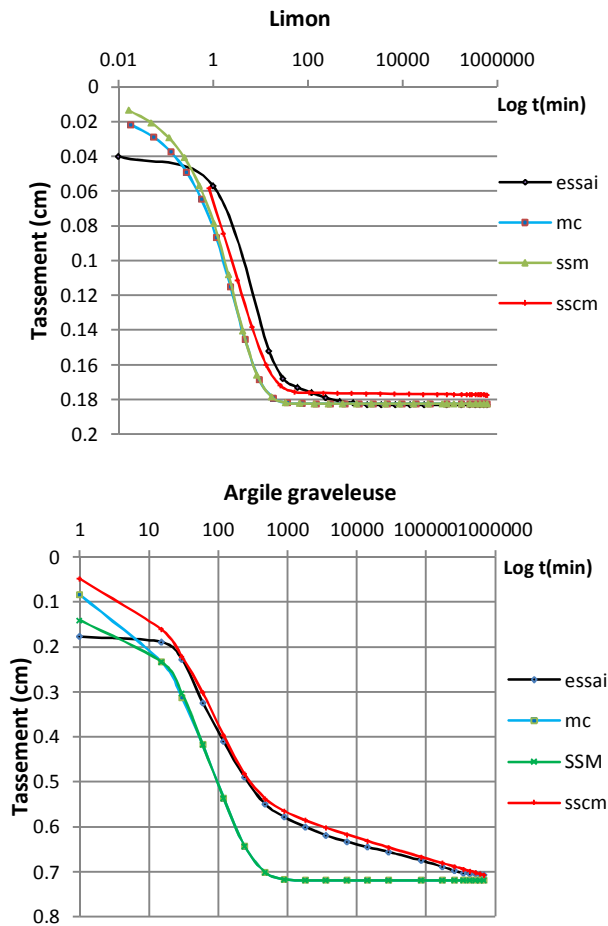


Figure 4. Courbe de consolidation pour les différentes lois de comportement

Pour les paramètres de la courbe de consolidation obtenus par les différentes lois ont été calculés et cités sur le tableau ci-dessous (Tableau 3.) :

Tableau 3. Les paramètres de la courbe de consolidation obtenus pour les différentes lois de comportement

		Essai	MC	SSM	SSCM
Limon	$C_v$ (m/s <sup>2</sup> )	4.033* 10 <sup>-4</sup>	1.49* 10 <sup>-3</sup>	1.38* 10 <sup>-3</sup>	8.123* 10 <sup>-4</sup>
	$\mu$	0	0	0	1* 10 <sup>-5</sup>
Argile graveleuse	$C_v$ (m/s <sup>2</sup> )	1.59* 10 <sup>-5</sup>	1.988* 10 <sup>-5</sup>	1.76* 10 <sup>-5</sup>	1.90* 10 <sup>-5</sup>
	$\mu$	9.71* 10 <sup>-3</sup>	0	0	0.008

Donc, on voit pour chaque tassement les deux courbes obtenus par MC et SSM ont une différente allure par rapport à celle de l'essai. On observe aussi, un éloignement progressif des courbes avant leur rapprochement à partir de la fin de consolidation, en d'autre terme, la consolidation tirée par ces deux lois est atteint avant celle de l'essai. Pour chaque tassement obtenu par la loi SSCM, la courbe de consolidation a quasiment la même

allure que celle de l'essai (pour l'argile graveleuse), par contre pour le limon cette courbe a une différente allure.

L'erreur relative pour les différents paramètres obtenus de chaque loi de comportement utilisé a été donnée par l'histogramme ci-dessous (Figure 5.).

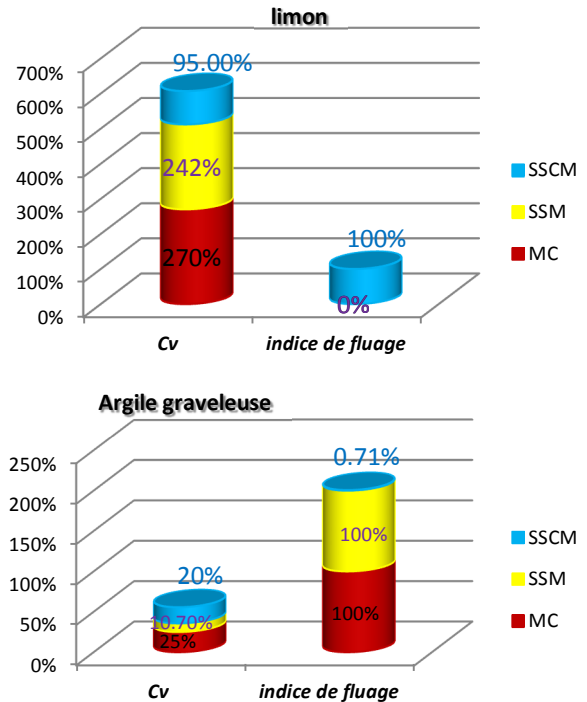


Figure 5. . L'erreur relative des différents paramètres obtenus pour chaque loi de comportement

Donc, On observe une grande erreur pour les deux lois de comportement MC et SSM, puisqu'elles n'ont pas pris en considération le facteur du temps ; mais l'erreur relative obtenue par SSCM dans le limon est plus grande que celle dans l'argile graveleuse, puisqu'on prend une certaine valeur d'indice de fluage malgré qu'en laboratoire cette valeur est négligée.

### 3.5 Conclusion :

Mohr-Coulomb n'est pas valable pour la modélisation numérique des essais œdométriques à chargement par palier, à cause de leur module de déchargement. On note que ces essais insiste l'effet de chargement déchargement, par contre la loi de comportement : SSM est valable pour la modélisation numérique de ces essais pour les deux échantillons, puisqu'elle donne des bonne résultats soit lorsqu'on charge ou en décharge ; mais la loi de comportement SSCM est valable pour la modélisation numérique des échantillons, qu'ils ont une consolidation secondaire, à cause de leur Coefficient de fluage.

Pour les essais œdométriques à chargement constant la loi de comportement Mohr-Coulomb et S.S.M ne sont pas valable pour la modélisation numérique, puisqu'elles n'ont pas pris en considération le facteur du temps. Par contre la loi de comportement S.S.C.M est valable pour la modélisation numérique de ces essais

mais sauf pour les échantillons, qu'ils ont une consolidation secondaire.

#### 4 ETUDE PARAMETRIQUE :

##### 4.1 Initialisation des contraintes :

Il y a deux méthodes pour initialiser les contraintes dans le code PLAXIS : Le coefficient  $K_0$  et la surcharge POP. Pour cela nous avons modélisées un échantillon d'argile graveleuse (25\*19 mm) à 4.8 m de profondeur ; pour les conditions d'axe de symétrie, l'échantillon est non drainée et on utilise la loi de comportement SSCM. Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Pour  $K_0$  : on applique une pression verticale de 50KPa, pendant 7 jours, puis on applique une pression de 30 KPa jusqu'à une surpression interstitielle de 0.001 KPa
- Pour POP: on applique une surcharge de 90 KPa, puis on applique une pression de 30 KPa jusqu'à la même surpression interstitielle.

Les résultats obtenus sont les mêmes pour les deux cas (Figure 6.), donc Les deux modes de calculs des contraintes sont équivalents. Puisque la durée de consolidation de 7 jours ( $K_0$ ) donne un état de contrainte voisin de celui obtenu par l'application d'une surcharge POP.

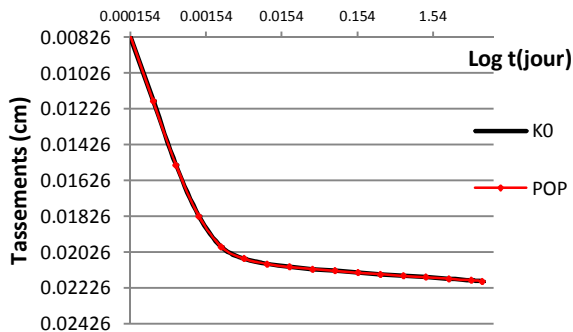


Figure 6. Initialisation des contraintes par la modélisation numérique.

##### 4.2 L'influence de perméabilité sur la courbe de compressibilité

Nous avons modélisé un essai œdométrique à chargement par palier sur un échantillon de limon (25\*19 mm) ; pour les conditions, d'axe de symétrie, non drainée, la loi de SSCM et nous avons varié le coefficient de perméabilité  $k_x=k_y= 1,22*10^{-5}$ cm/s ou  $1,22*10^{-8}$ cm/s successivement. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure ci-dessous (Figure 7.) :

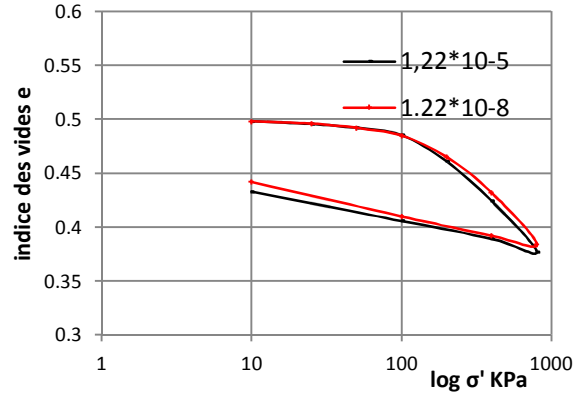


Figure 7. L'influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.

Donc on observe que, les indices des vides obtenus pour le coefficient de  $1,22*10^{-5}$ cm/s sont moins à ceux obtenus pour le coefficient de  $1,22*10^{-8}$ cm/s, en d'autre terme, les tassements obtenus pour  $1,22*10^{-5}$ cm/s par rapport à ceux obtenus par le coefficient de  $1,22*10^{-8}$ cm/s.

##### 4.3 L'influence de l'indice de compression secondaire :

- La relation entre  $\mu$  e tassement secondaire ( $\Delta H/H$ )  
Nous avons modélisé plusieurs essais œdométrique à chargement constant sur un échantillon d'argile graveleuse (25\*19 mm) ; pour les conditions d'axe de symétrie, l'échantillon est non drainée, la loi de comportement utilisée est SSCM et pour  $\mu$  varie entre 0.0009 et 0.009. Les résultats obtenus sont présentés par la figure ci-dessous (Figure 8.) :

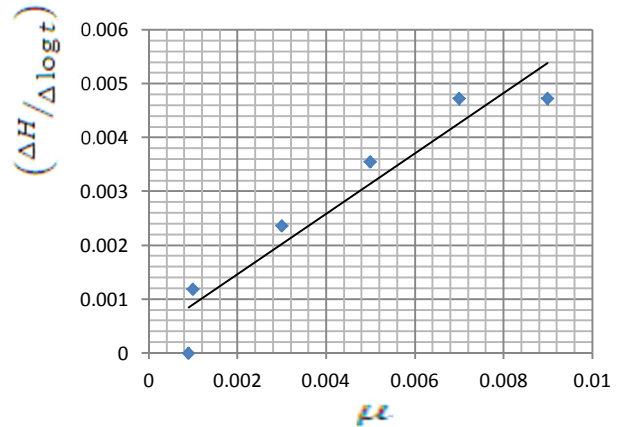


Figure 8. La relation entre  $\mu$  et les tassements secondaires

Donc on observe que, la relation entre l'indice de consolidation secondaire  $\mu$  et les tassements secondaires ( $\Delta H/H$ ), ce résultat est vrai puisque théoriquement cet indice a été donné par la relation suivante :  $\frac{\Delta H}{\Delta \log t} = 2,3 \times H \times \mu$

- L'effet de  $\mu$  sur la courbe de consolidation :  
 Nous avons modélisé le même échantillon et pour les mêmes conditions, mais cette fois nous avons présenté les résultats obtenus comme une courbe de consolidation, voir la figure ci-dessous (Figure 9.) :

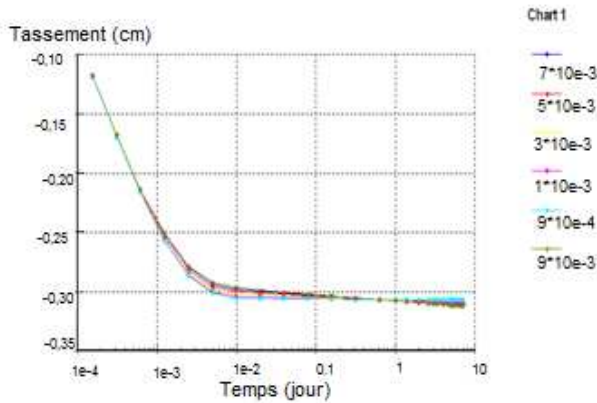


Figure 9. L'influence du coefficient de consolidation  $\mu$  sur la courbe de consolidation.

Donc on observe que, seul les tassements secondaires obtenus pour les différents coefficients  $\mu$  sont différents entre eux et lorsqu'on passe de  $\mu = 0,009$  au  $\mu = 0,09$ , le tassement secondaire sera multiplié par un facteur de l'ordre de 6 et pour un délai de 7 jours de consolidation seulement.

#### 4.4 L'influence de la vitesse de chargement :

Nous avons modélisé un essai œdométrique à chargement par palier sur un échantillon de limon (25\*19 mm) ; pour les conditions d'axe de symétrie, drainé et avec la loi SSCM mais cette fois pour les paramètres suivants (Tableau 4.):

Tableau 4. Les paramètres utilisés.

$\lambda^*$	$\kappa^*$	$\mu^*$	$\varphi$ (°)	C KN/m <sup>2</sup>	$\nu_{ur}$	$K_0^{nc}$
0.0337	0.0191	$1.22 \cdot 10^{-3}$	14	50	0.15	0.5

Puis, on applique une charge de 100KPa, pendant 50 ans ; pour la 1<sup>ère</sup> modélisation on applique une série de charge de 10 Kpa pour un palier d'un jour. Pour la 2<sup>e</sup> modélisation on applique une série de charge de 10 Kpa pour un palier d'un an. La figure ci-dessous (Figure 10.) montre l'indice des vides en fonction des charges appliquées :

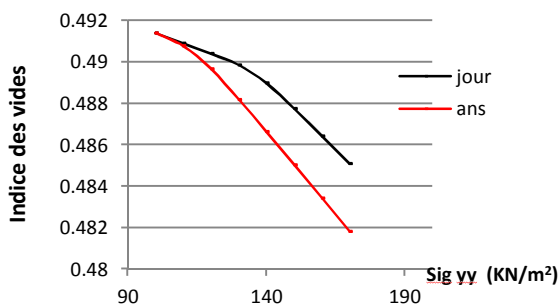


Figure 10. L'influence de la vitesse de consolidation.

Donc, on observe que la partie initiale entre 0 et 100 KPa, les deux courbes ont la même allure, par contre lorsqu'en appliquant les incréments de charge les deux courbes se calent les unes sur les autres, et la pression de préconsolidation est faible pour la courbe de consolidation correspondant à un temps de chargement d'un jour, c.-à-d., la préconsolidation est augmentée avec le temps, alors les résultats obtenus sont conformes aux théories fondamentales de la consolidation (Taylor, 1942)

#### 4.5 L'effet de l'épaisseur de la couche de consolidation

Nous avons modélisé deux essais œdométrique à chargement constant sur un échantillon de l'argile graveleuse ; pour les conditions d'axe de symétrie, non drainée et la loi de SSCM, puis on applique une charge de 100KPa sur un échantillon de 25 et 19 mm d'hauteur respectivement. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure ci-dessous (Figure 11.) :

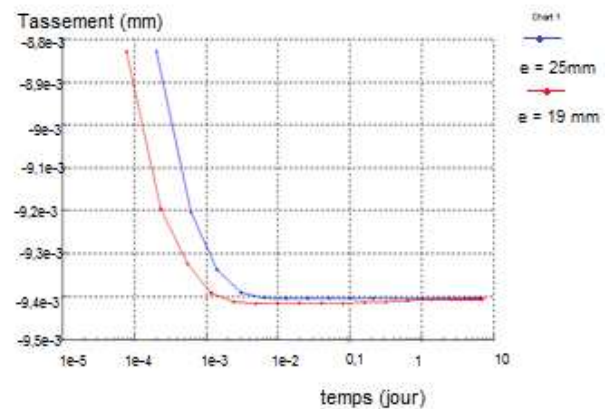


Figure 11. L'influence de l'épaisseur de l'échantillon.

Donc on observe que, pour l'échantillon d'épaisseur 25mm, la courbe obtenue a une différente allure que celle obtenue par l'échantillon d'épaisseur 19mm, cette différence est traduite par l'éloignement progressif des courbes; avant leur rapprochement à partir de la fin de consolidation.

En d'autre terme, la consolidation primaire de l'échantillon de 25 mm prend un temps beaucoup plus que l'échantillon de 19 mm, donc la vitesse de consolidation primaire est différente dans les deux cas ; en plus, la pente de consolidation secondaire pour les deux courbes est parallèle, donc l'indice de la consolidation secondaire n'est pas varié dans les deux cas de modélisation numérique. Alors, les résultats obtenus sont conformes aux théories fondamentales de la consolidation (Mesri et Goldewski, 1977).

#### 4.6 Conclusion

On peut conclure que, les lois de comportement choisies dans les différentes simulations numériques sont conformément aux théories fondamentales de la consolidation, donc :

- Lorsque le coefficient de perméabilité est élevé l'indice des vides sera diminué, par contre les tassements seront élevés.

- La relation entre l'indice de fluage  $\mu$  et la pente de consolidation secondaire est parfaitement linéaire.
- Il y avait accroissement de la pression de préconsolidation avec le temps.
- Lorsque la couche est épaisse, la consolidation primaire demande de temps, par contre l'indice de fluage est indépendant de l'épaisseur de la couche de sol.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol fins. Elles permettent en effet de présenter, par l'initialisation du champ de contraintes, l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

## 5 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE

Les conclusions les plus importantes de cette étude sont:

- On a établi un modèle de calcul pour des essais réels, il n'est pas la solution idéale mais une approche raisonnable.
- Le Soft Soil Model (S.S.M) est capable de simuler le comportement de sols cohésifs, mais il ne prend pas en considération le facteur du temps. Par contre le Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) est capable de simuler le comportement de ces sols, et il prend en considération ce facteur.
- Le modèle plastique parfaitement plastique (Mohr-Coulomb) ne prend pas l'effet de déchargement, donc n'est pas valable pour ces simulations numériques.
- L'analyse des résultats de ces simulations met en évidence le rôle essentiel des contraintes initiales qui doivent être prise en compte lors de la modélisation numérique, et fournit une base de données pour la validation du modèle élasto-plastique (S.S.M) ou élasto-viscoplastique (S.S.C.M).
- Le S.S.M et le S.S.C.M fournissent des prédictions encourageantes à condition qu'un ensemble de valeurs appropriées soit déterminé pour les paramètres pertinents du modèle.
- Les sites expérimentaux testés fournissent des données utilisables pour la validation du modèle de comportement choisie.
- L'ordre de la grandeur des différentes consolidations simulés est en bon accord avec la réalité et aux théories fondamentales de la consolidation.
- Dans l'étude de l'effet des différents paramètres, nous avons trouvées que : la consolidation dépend du niveau des contraintes en relation de la contrainte de préconsolidation et de degré de surconsolidation.
- La contrainte de préconsolidation dépend de la vitesse de chargement, la perméabilité et de l'épaisseur de l'échantillon.
- Finalement, dans le S.S.C.M que nous avons utilisé le paramètre  $\mu$  joue un rôle très important.

Les voies d'approfondissement sont :

- Il nous semble qu'une étude comparative avec d'autres codes d'éléments finis pourrait être utile : les résultats auraient pu être plus intéressants si cette étude a été faite sur un modèle en 3D (non disponible dans le code Plaxis).
- Le développement d'une loi élasto-viscoplastique pour modéliser les déformations différées des sols saturés mériterait beaucoup d'attention non seulement sur le plan théorique mais aussi (et peut être surtout) sur le plan expérimentale.
- Dans le domaine de tassement, il conviendrait d'étudier plus en détail le comportement des différents degrés de consolidation des sols (normalement consolidé fortement ou faiblement surconsolidés), pour élargir la base expérimentale.
- Finalement, dans cet article nous avons simulé la consolidation unidimensionnelle pour simplifier le problème, donc il est nécessaire d'étudier le cas d'une consolidation de 2D ou 3D, il s'agit de thèmes tellement vastes qu'ils ne peuvent certainement pas être considérés comme des approfondissements de notre travail mais bien comme des domaines de recherche.

Les domaines dans lesquels nos recherches peuvent être appliquées :

- Il en va même pour les études de fondations sur sols compressible, les techniques de préchargement et l'interprétation des tassements des préchargements peuvent être améliorés par la prise en compte de nos résultats.
- On sait que la stabilité des talus est fort influencée par le phénomène de fluage du sol, il nous paraît donc important que les études de la stabilité des pentes prennent en compte le comportement élasto-viscoplastique de sol, donc nous avons utilisé directement le S.S.C.M

## REFERENCES

- A. Aysen. 2003. Problem solving in soil mechanics. Balkema publishers, Netherlands.
- Barron R.A., Johnston M.M., Beene R.R., 1990, Laboratory soils testing. U.S. Army Engineer, Washington.
- Braja M. Das, 1997, Advanced soil mechanics. 2e édition, Hemisphere, U.S.A.
- Boulon. M, Flavigny. E, Malecot. Y, Simon. B, Babin. C, Bernhard, (2004), La pratique éclairée des éléments finis en géotechnique. Paris.
- Brinkgreve, R.B.J., P.A Vermeer, 2002, PLAXIS: Finite element code for soil and rock analyses. Version 8, Balkema.
- Chalghoum Nouredine, 2006, Eléments de base en mécanique des sols. Publication de l'université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie.
- Chateauneuf Alaa, 2005, Comprendre les éléments finis : principes, formulations et exercices corrigés. Ellipse, Paris.

- Clayton C.R.S., Mathews M.C. et Simons N.E., 2005, Site investigation. Ellipse, Paris.
- Costet J. et Sanglerat G., 1985, Cours pratique de mécanique des sols : Plasticité et calcul des tassements, Tome 1, 3e édition, Dunod, Paris.
- Costet J. et Sanglerat G., 1985, Cours pratique de mécanique des sols : Calcul des ouvrages, Tome 2, 3e édition, Dunod, Paris.
- David Muir Wood, 2004, Geotechnical modeling. 2e édition, Paris.
- Dysli Michel, 1997, Cycle postgarde : Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement. 3e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, 1993, Compléments aux cours photocopiés de technologie et de mécanique des sols. 3e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, 1997, Modélisation en contrainte déformations. 3e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, Introduction aux éléments finis. 2e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Essai œdométriques : Méthodes d'essai LPC. 1985, Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris.
- Gérard R., 2000, Cours sur la méthode des éléments finis. I.U.P. Paris.
- G.N. et Ian G.N. Smith, 1990, Elements of soil mechanics. 7e édition, Blackwell science, France.
- Habib. P, 1997, Génie géotechnique. Ellipse, Paris.
- Hai-Sui Yu, 2006, Plasticity and geotechnics. Springer, U.S.A.
- Holtz R. D. et Kavacs W. D., 1996, Introduction à la géotechnique, Ecole polytechnique de Montréal, Canada.
- Khaldoune Nasreddine, 2004, Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- Lamb T. William et Whitman Robert V., 1969, Soil mechanics. John Wiley & sons, New York.
- Mohammed Al Husein, 2001, Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'université de Joseph Fourier, Grenoble, Paris.
- Roberto Nova, 2005, Fondements de la mécanique des sols, Hermes Science, Paris
- Schofield Andrew et Worth Peter, 2005, Critical state soil mechanics. Cambridge, London.