

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique

Référence : ...../2020



جامعة محمد خيضر بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع 2020/.....

## Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Analyse probabiliste de la consolidation des sols fins**

Nom et Prénom de l'étudiant :  
ZERAIB Abdelaali

Encadreur : MESSAMEH Abdelhamid

Année universitaire : 2019 - 2020

## Remerciements

*Je tiens tout d'abord à remercier Dieu, le tout puissant qui m'a accordé la force,  
le courage et la patience pour pouvoir accomplir ce travail*

*Je remercie vivement mon encadreur le professeur MESSAMEH A. pour m'avoir  
fait confiance, pour ces conseil précieux qui m'ont permis de mener à bien ce  
travail et pour ces encouragements.*

*J'exprime également mes remerciements à messieurs les membres de jury. Je leurs  
suis très reconnaissant d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Mes remerciement iront à toute ma famille et plus particulièrement mes parents  
que dieu les garde.*

*Merci à tous mes amis sans citer les noms et mes collègues.*

*Merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de  
ce mémoire.*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents,*

*A la mémoire de mon frère "Adel"*

*A mes chers frères et sœurs;*

*A mes amis et collègues*

## **Résumé**

La consolidation d'un sol fin saturé de faible perméabilité correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, sous l'effet de la surpression créée par une pression appliquée au massif. L'amélioration des méthodes de calcul de tassement en fonction du temps peut se faire soit par une révision des modèles déterministes et les lois de comportement, soit par une meilleure prise en compte des propriétés réelles des sols naturels, et notamment de leurs variations dans l'espace. Dans ce travail, on examine la deuxième démarche en utilisant l'approche probabiliste à l'aide d'un code de calcul OPTUM G2. Pour diminuer le nombre de paramètres à caractériser, on limite l'étude à un calcul de consolidation élastique dans la direction verticale, qui reste toujours un grand sujet d'intérêt en géotechnique. Le logiciel de calcul OPTUM 2G permet le calcul du comportement au cours du temps des massifs de sol saturé d'un liquide interstitiel incompressible. Il est destiné au calcul des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles. Quelques exemples simples sont traités à titre d'illustration.

## **Abstract**

The consolidation of a fine saturated soil of low permeability corresponds to the settlement as the pore water is evacuated, under the effect of the overpressure created by a pressure applied to the massif. The improvement of the computation method of settlement as a function of time can be done either by a revision of the deterministic models and the constitutive laws, or by a better taking into account the real properties of natural soils, and in particular of their variations in space. In this work, we examine the second approach using the probabilistic approach based on OPTUM G2 computer code. To reduce the number of parameters to be characterized, the study is limited to an elastic consolidation calculation in the vertical direction, which still remains a great subject of interest in geotechnics. The OPTUM 2G calculation software allows the calculation of the behavior over time of soil masses saturated with an incompressible interstitial liquid. It is intended for the calculation of displacements, stresses and pore pressures. Some simple examples are treated just for illustration.

## ملخص

يتوافق ترسيخ التربة المشبعة الدقيقة ذات النفاذية المنخفضة مع التسوية حيث يتم إخلاء المياه المسامية ، تحت تأثير الضغط الزائد الناتج عن الضغط المطبق على الكتلة الصخرية. يمكن تحسين طرق حساب التسوية كدالة للوقت إما عن طريق مراجعة النماذج الحتمية والقوانين التأسيسية ، أو عن طريق مراعاة الخصائص الحقيقية للتربة الطبيعية ، ولا سيما تنوعها في التربة. الفراغ. في هذا العمل، ندرس الطريقة الثانية باستخدام النهج الاحتمالي باستخدام كود كمبيوتر OPTUM G2 لتقليل عدد المعلمات التي يجب تمييزها ، تقتصر الدراسة على حساب التوحيد المرن في الاتجاه الرأسي ، والذي لا يزال موضوعاً مهماً في الجيوتقنية. يسمح برنامج حساب OPTUM 2G بحساب السلوك بمرور الوقت لكتل التربة المشبعة بسائل خلابي غير قابل للضغط. الغرض منه هو حساب الإزاحة والضغوط وضغوط المسام. يتم التعامل مع بعض الأمثلة البسيطة للتوضيح.

# Table de matières

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des figures

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre 1: Etude bibliographique et théorique de la consolidation des sols</b>	
I.1.Introduction.....	2
I.2. Consolidation verticale et radiale des sols fins.....	2
I.2.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle.....	2
I.2.1.1.théorie de Terzaghi.....	2
I.2.1.2. définition de consolidation.....	2
I.2.1.2.1. Analogie mécanique.....	3
I.2.1.2.2.Théorie de Gibson (1958).....	6
I.2.1.3.Théorie de Biot.....	7
I.2.2.Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux.....	8
I.2.2.1. Approche de Barron.....	9
I.3.Tassements des sols et consolidation.....	13
I.3.1. Méthodes d'évaluation des temps de tassement (consolidation).....	14
I.3.2. l'essai Oedométrique.....	16
I.3.2.1.l'oedomètre.....	16
I.3.2.2. Mode opératoire.....	16
I.3.2.3. La courbe oedométrique.....	17
Chapitre II: méthodologie et outils de modélisation probabiliste	
II.1. Introduction.....	19
II. 2.Méthodologie.....	19
II.2.1. Logiciel OPTUM G2.....	20
II.2.2. Méthode des éléments finis.....	21
II.3. Les outils de calcul probabiliste.....	21
II.3.1. l'outil de calcul déterministe.....	22
II.3.2. La démarche probabiliste.....	22

II.3.2.1. Aperçu et historique.....	22
II.3.2.2. Approche probabiliste.....	23
II.3.2.3. Principales étapes de l'approche probabiliste.....	24
II.4. Modélisation des données aléatoires.....	25
II.5. Calculs probabilistes.....	26
II.6. Variabilité spatiale des propriétés des sols.....	26
II.7. Analyse Probabiliste des problèmes de la consolidation.....	27
II.7.1. Les étapes de la modélisation et d'analyse.....	27
II.7.2. Les différents types d'analyses effectuées (consolidation).....	28
II.8. Méthode de Monté Carlo.....	28
Chapitre III: simulation de quelques problèmes de consolidation unidimensionnelle	
III.1. Généralités.....	30
III.2. Les types d'analyses disponibles dans OPTUM G2.....	32
III.2.1. Mesh (engrener).....	32
III.2.2. Contraintes initiales.....	32
III.2.3. Elastique.....	32
III.2.4. Analyse des limites.....	33
III.2.5. Réduction de la force.....	34
III.2.6. Elastoplastique.....	34
III.2.7. Elastoplastique multiplicateur.....	34
III.2.8. Consolidation BC.....	35
III.3 Principes variationnels.....	36
III.4. Consolidation unidimensionnelle.....	37
III.4.1. Degré de consolidation.....	39
III.4.2. Solution analytique.....	40
III.4.3. Résultats.....	41
Conclusion.....	42
Références bibliographiques.....	43

# Liste des figures

**Figure 1 :** Consolidation d'un massif de sol fin. (schlosser, 1983)

**Figure 2:** Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000).

**Figure 3:** Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage  $m$  (m/s) constante (tiré de Blight, 2009).

**Figure 4:** Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004).

**Figure 5:** Degré de consolidation en fonction du facteur temps  $T$  de consolidation

**Figure 6:** une courbe représentant les étapes de consolidation (meftah, 2008)

**Figure 7:** Processus de consolidation des sols fins. (schlosser, 1983)

**Figure 8:** Explication du phénomène de tassement dans le temps sous une charge donnée (Schlosser. F, 1971).

**Figure 9 :** Coupe d'un oedomètre avec un échantillon de sol en cours d'essai. (Schlosser, 1983)

**Figure 10:** courbe oedométrique ( $e = \log \sigma'$ )

**Figure 11:** Maillages utilisés pour les calculs. (MAGNAN et BOUHERAOUA, 1996).

**Figure 12:** Phases du dimensionnement probabiliste d'un ouvrage (Magnan et Mahdavi, 1988).

**Figure 13:** Schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste. ( ZIBANI, 2012).

**Figure 14:** L'approche générale de la simulation de Monte-Carlo (Hutchinson et Bandalos, 1997).

**Figure 15:** Optum G2 montrant le Stage Manager à droite.



**Figure 16:** Boutons de contrôle de Stage Manager.

**Figure 17:** Distribution de la pression interstitielle excessive à  $t = 1$  jour. Dans la figure du bas,  $p_e = 0$  est spécifié le long de la limite inférieure. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

**Figure 18:** Problème de consolidation unidimensionnel. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

**Figure 19:** Paramètres de pas de temps: Auto (gauche), Cible / Temps (centre) et Cible / Degré (droite). (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

**Figure 20:** Evolution de la surpression interstitielle au centre du bloc avec le temps (à gauche) et évolution du tassement de la surface supérieure avec le temps (à droite).

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

La consolidation est un phénomène caractérisant les sols. La consolidation primaire d'un sol fin saturé de faible perméabilité correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, sous l'effet de la surpression créée par une pression appliquée au massif.

Au cours de cette opération, les contraintes effectives dans le squelette granulaire augmentent dans le temps jusqu'à la reprise totale de l'augmentation de la contrainte totale. En contrepartie, la pression interstitielle diminue et tend en fin de consolidations vers la pression hydrostatique (Bouafia, 2016).

L'amélioration des méthode de prévision peut passer soit par une révision des modèles déterministe de calcul, soit par une meilleure prise en compte des propriétés réelles des sols naturels, et notamment de leurs variations dans l'espace. Dans ce travail, on examine la deuxième démarche en utilisant l'approche probabiliste à l'aide d'un code de calcul OPTUM G2. Pour diminuer le nombre de paramètres à caractériser, on limite l'étude à un calcul de consolidation élastique dans la direction verticale, qui reste toujours un grand sujet d'intérêt en géotechnique.

Le présent manuscrit comprend trois chapitres. Le premier chapitre est une étude bibliographique et théorique de la consolidation de sols tandis que dans le deuxième chapitre aborde la méthodologie adoptée et les outils de modélisation probabiliste. Le troisième chapitre est consacré à la simulation de quelques problèmes de consolidation unidimensionnelle. Enfin ce manuscrit sera clôturé par une conclusion.

# Chapitre I

*Etude bibliographique et théorique  
de la consolidation des sols*

**I.1.Introduction:**

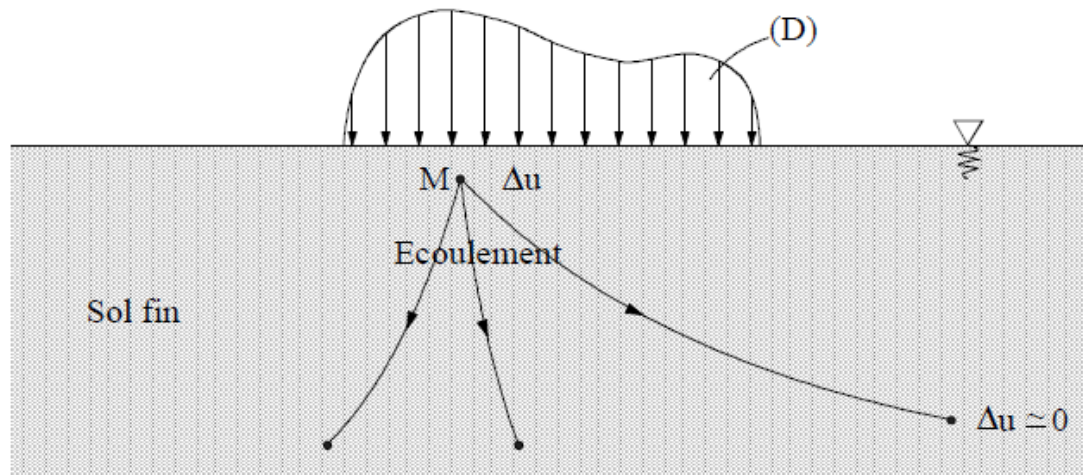
Les analyses de consolidation s'effectuent généralement dans un cadre simplifié : consolidation unidimensionnelle avec la théorie de Terzaghi ou consolidation radiale avec la théorie de Barron, avec des paramètres déduits des essais oedométriques, supposés constants au cours du temps et uniformes dans toute la couche.

**I.2. Consolidation verticale et radiale des sols fins :****I.2.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle :****I.2.1.1. Théorie de Terzaghi :**

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi (1925, 1943) traite la consolidation d'une couche avec des déformations et des écoulements verticaux, pour une charge appliquée instantanément à l'instant initial. Ceci correspond assez bien aux conditions de l'essai oedométrique de laboratoire, pour chaque palier de chargement. Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols fins, cette théorie reste la référence pour l'analyse de la consolidation, car elle inclut les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages.

**I.2.1.2. Définition de consolidation:**

Soit un sol fin saturé auquel on soumet au temps  $t = 0$  une distribution de charges  $(D)$  qu'on maintient constante dans le temps. Sous l'action de  $(D)$  le sol a tendance à subir des variations de volume, mais comme il est saturé, et sa perméabilité est faible l'eau ne peut pas s'évacuer, ainsi les variations de volume n'ont pas lieu mais des suppressions interstitielles  $(\Delta u)$  naissent au voisinage des points d'application de la charge (figure 1) (Schlosser, 1983)



**Figure 1 :** Consolidation d'un massif de sol fin. (Schlosser, 1983)

Par conséquent il se développe dans le sol des gradients hydrauliques, dus aux variations de la charge hydraulique, sous l'action desquels l'eau s'écoule des zones de forte suppression vers les zones de suppression nulle. Au cours de l'écoulement, appelé drainage, les suppressions diminuent, d'où une augmentation de la contraintes effective puisque la distribution de charges (D) est maintenue constante. Ainsi, les charges se transmettent progressivement sur le squelette solide qui subit des déformations et par suite le tassement. L'écoulement s'arrête lorsqu'en tout point la suppression s'est annulée. L'eau qui reste est une eau libre qui ne supporte aucune contrainte. L'ensemble de ce phénomène est appelé consolidation. (schlosser, 1983)

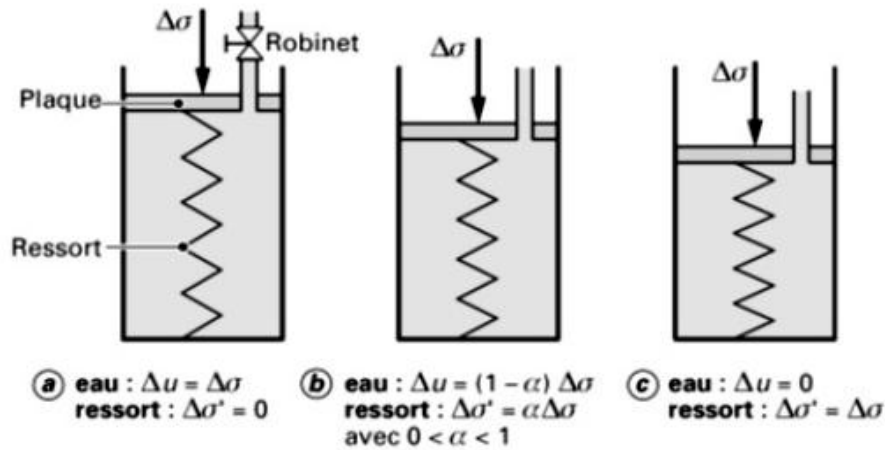
#### I.2.1.2.1. Analogie mécanique:

La figure. 2. montre un schéma qui décrit le phénomène de consolidation à partir d'une analyse piston-ressort de type Voigt-Kelvin (Magnan 2000). Au temps initial,

(en a) robinet fermé), la charge appliquée à la plaque est transmise directement à l'eau "incompressible", ce qui crée une pression en excès  $\Delta u$  par rapport aux conditions d'équilibre hydrostatique; le ressort n'est donc pas sollicité. Dès l'ouverture du robinet

(en b), l'eau sort progressivement avec une quantité proportionnelle à la charge reprise par le ressort (cette proportionnalité est représentée par le facteur  $\alpha$  dans la figure2.

À la fin de la consolidation (en c), la pression d'eau en excès est dissipée ( $\Delta u=0$ ) et la pression est à l'équilibre hydrostatique; l'écoulement d'eau s'arrête et la charge appliquée sur la plaque est supportée entièrement par le ressort.



**Figure 2:** Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000).

Les principales hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi peuvent être annoncées comme suit (Bowles 1984; Indraratna 1997):

- Le sol est homogène.
- Le sol est saturé pendant toute la consolidation ; il est composé de deux phases seulement, le squelette solide et l'eau interstitielle.
- L'eau et les particules solides sont incompressibles.
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et la variation de volume (qui est proportionnelle aux déformations verticales); cette compressibilité peut être décrite par la relation entre la variation de l'indice des vides  $\Delta e$  et la variation de la contrainte effective verticale  $\Delta \sigma_v'$ .
- L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
- La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
- Le coefficient de perméabilité  $k$  est constant dans la couche de sol pendant toute la durée de la consolidation.
- Les déformations du sol sont petites pendant la consolidation.

L'équation de la consolidation unidimensionnelle et les conditions aux limites permettent de déterminer l'évolution au cours du temps des contraintes effectives à l'intérieur de la couche de sol.

L'équation différentielle générale de consolidation de Terzaghi prend la forme suivante (Barron 1948):

équation 1 :

$$\frac{c_v \partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Avec  $Z = z / h$ , ou  $z$  est la profondeur de point de mesure et  $h$  est l'épaisseur du sol.

Pour des conditions initiales et aux limites régulières, la solution de cette équation est donnée par un développement en série (e. g. Bowles, 1984). La résolution s'effectue après transformation de l'équation différentielle en une équation adimensionnelle, au moyen des variables suivantes :

équation (1.1) :

$$c_v = \frac{(1 + e_0)k}{\gamma_w a_v}$$

équation (1.2) :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

Où  $t$  est le temps (en seconde) associé au facteur temps  $T_v$

Dans ces équations :

$e_0$ : Indice des vides initial (-)

$k$ : Conductivité hydraulique saturée (m/s)

$u$ : Pression interstitielle (kPa)

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m<sup>3</sup>)



$a_v$ : Coefficient de compressibilité (kPa-1)

$C_v$ : Coefficient de consolidation verticale (cm<sup>2</sup>/s)  
 $H$ : Distance de drainage de la couche; la valeur de  $H$  est égale à l'épaisseur ou à la demi-épaisseur selon que la couche est limitée par une surface drainante et une surface imperméable ou par deux surfaces drainantes.

#### I.2.1.2.2. Théorie de Gibson (1958) :

La théorie de la consolidation de Terzaghi traite de la consolidation de couches de sols fins qui ont des dimensions fixes dans le temps. Toutefois, pour des résidus miniers saturés, qui sont déposés en couches horizontales successives, l'épaisseur (ou la profondeur) augmente progressivement. Par conséquent, les contraintes à un point particulier ainsi que la longueur du trajet de drainage sont augmentées avec le temps. (Jaouhar, 2012).

Gibson (1958) a proposé une extension de la théorie de Terzaghi qui prend en compte les effets d'une déposition continue (équation 2). Son extension comprend un terme supplémentaire ( $\gamma' dh/\partial t$ ) pour tenir compte de l'augmentation de la charge et de la longueur du trajet de drainage; cette équation peut s'écrire comme suit :

équation 2 :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{\partial t}$$

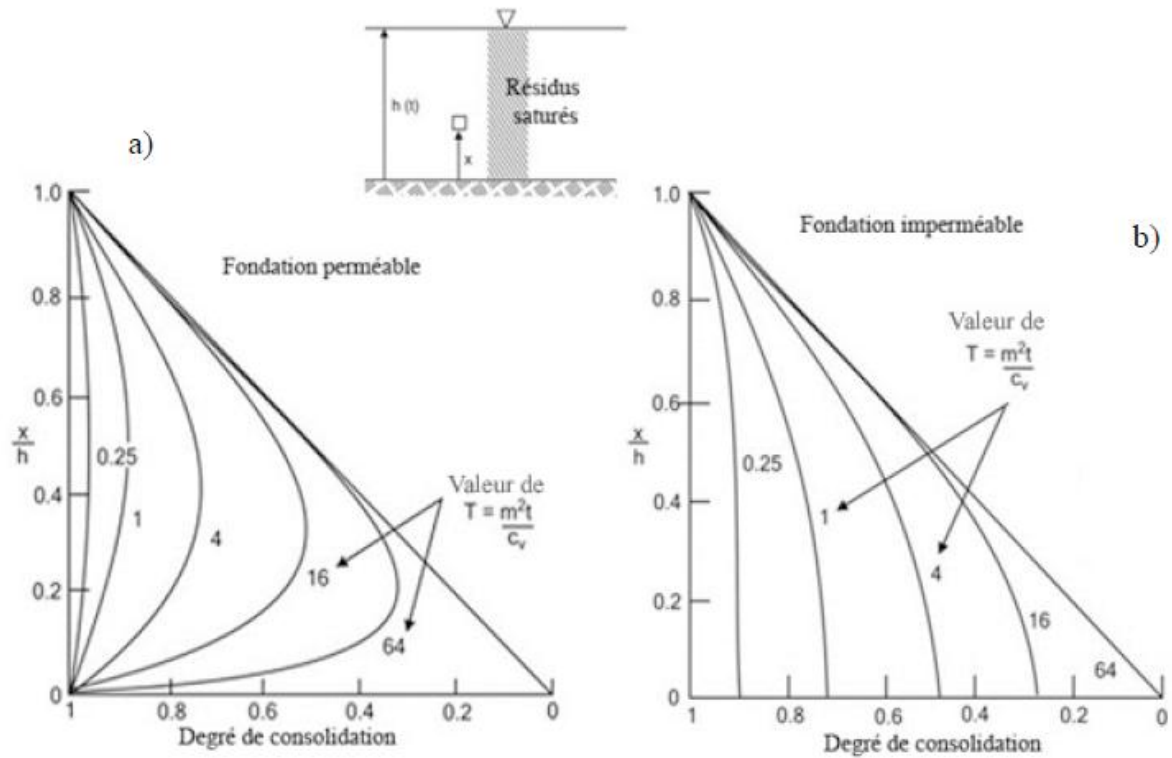
Où  $\gamma'$  est le poids unitaire (ou volumique) submergé.

Deux solutions à l'équation de Gibson (1958) sont représentées graphiquement sur la **figure 3**.

La **figure 3.a** représente cette solution pour un drainage double (la surface et la base sont perméables); la **figure 3.b** est applicable au cas d'un drainage vers le haut seulement.

L'équation 2 et la **figure 3** permettent d'estimer graphiquement le degré de consolidation  $U(\%)$  ( $=1 - u / \gamma' \cdot h$ ) à partir du facteur du temps  $T$  ( $= T_v = m^2 t / c_v$ ) et de la profondeur ( $x/h=z/h$ ).

Sur la **figure 3**,  $m$  représente le taux de remplissage  $m$  ( $=\Delta h/\Delta t$  (m/s)),  $t$  (s) est le temps de déposition du matériau et  $c_v$  (m<sup>2</sup>/s) est le coefficient de consolidation vertical.



**Figure 3** : Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage  $m$  (m/s) constante (tiré de Blight, 2009).

### I.2.1.3. Théorie de Biot

La théorie de Terzaghi se limite à des équations découplées entre l'écoulement de la phase fluide et la déformation de la phase solide. A partir de cette théorie, plusieurs articles publiés par Biot, traitent les problèmes de mécanique ondulatoire des milieu poreux Biot [Bio41 , Bio55 ,Bio56b ,Bio56c ,Bio56a ,Bio62a ,Bio62b].

A partir de l'approche énergétique, Biot traite la théorie de la déformation, et écrit les relations générales des contraintes-déformations solide et fluide d'un milieu isotrope et anisotrope [Bio41, Bio55]. Les trois articles de Biot, [BIO56a] [BIO56b] [BIO56c], sont des articles de référence pour la propagation des ondes dans un milieu poreux. L'écoulement du fluide est d'abord supposé suivre un modèle de Poiseuille [BIO56a] à faible fréquence. L'approche énergétique conduit à la mise en évidence de deux ondes de dilatation, P, l'une dite "rapide", et l'autre "lente", et une onde de cisaillement, S. L'étude a été approfondie et dans le cas des plus hautes fréquences où l'écoulement de Poiseuille est mis en défaut [Bio56c]. L'auteur introduit alors un terme correctif à cet écoulement sous la forme d'un facteur structural représentant les effets de la viscosité et de la forme des pores. Son effet sur

les trois ondes est alors discuté. Le troisième article [BIO56c] généralise l'étude de la propagation des ondes dans un milieu poreux au cas du squelette solide anisotrope et viscoélastique. L'objectif des travaux [Bio62a, Bio62b] est une reformulation plus générale des travaux antérieurs incluant l'anisotropie du milieu, la viscoélasticité et la dissipation interne du solide. Les équations en termes de propagation sont alors présentées sous une forme générale incluant ces différents opérateurs.

## **I.2 .2. Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux :**

La théorie de base de la consolidation radiale autour d'un drain vertical est une extension de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925). Le coefficient de consolidation horizontale  $c_H$  est souvent plus grand que le coefficient de consolidation vertical  $c_V$ . Par conséquent, les drains peuvent favoriser le drainage horizontal (surtout s'ils sont rapprochés), ce qui peut provoquer une accélération de la consolidation et l'amélioration de la résistance des sols fins.

La considération (ou non) des effets de la zone de transition et de la résistance de puits affecte considérablement l'efficacité des drains verticaux (Barron 1948; Hansbo 1961, 1981; Indraratna et Bamunawita 2002). Ces effets sont décrits brièvement dans ce qui suit.

### **.La zone de transition:**

Lors de l'installation des drains verticaux, il peut y avoir un changement des propriétés mécaniques et hydriques des sols qui les entourent. Ce changement se traduit par une réduction de la conductivité hydraulique et une augmentation de la compressibilité dans cette zone de transition.

### **.Résistance de puits :**

La résistance du puits est due à une perte de charge (ou une résistance à l'écoulement de l'eau) dans le drain vertical. La résistance du puits augmente s'il y a une augmentation de la longueur du drain ou une diminution de la largeur du drain ou de sa conductivité hydraulique. Cette résistance retarde la dissipation de la pression interstitielle et le tassement. Les principaux facteurs qui augmentent la résistance de puits sont (Indraratna et Bamunawita 2002) :

- La déformation du drain.

- Le passage des particules fines dans le drain.
- La détérioration du drain.

Certaines de ces solutions présentées dans les sections qui suivent tiennent compte de ces effets.

### I.2.2.1. Approche de Barron :

Dans le cas d'une couche qui se consolide avec des déformations verticales égales en tout point, la quantité d'eau qui sort d'un drain circulaire entouré d'un anneau de sol (présenté à la **figure 4**) de rayon  $dr$ , de hauteur  $l$  et de volume  $2\pi r dr$  est obtenue de l'équation suivante (Barron 1948) :

équation 3.1 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -\frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) 2\pi r dr$$

Avec  $u_r = u_h$  (voir plus bas) On peut écrire l'équation 2.6 sous la forme :

équation 3.2 :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{-a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \cdot 2\pi r dr$$

En égalant les équations 3.3 et 3.4 on obtient, après simplification :

équations 3.3 :

$$c_h \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$$

Et : équations 3.4:

$$c_h = \frac{k_h(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_h}{m_v \cdot \gamma_w}$$

Dans ces équations :

$U_r$  = Pression interstitielle en excès en (kPa)

$u$  = Surpression interstitielle moyenne (kPa)

$e_0$  = Indice des vides initial

$k_h$  = Conductivité hydraulique horizontale (m/s)

$\gamma_w$  = Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m<sup>3</sup>)

$a_v$  = Coefficient de compressibilité du squelette ( $=\Delta e/\Delta\sigma'$ ) (kPa<sup>-1</sup>)

$c_h$  = Coefficient de consolidation horizontale (cm<sup>2</sup>/s)

$m_v$  = Coefficient de compressibilité volumique (kPa<sup>-1</sup>)

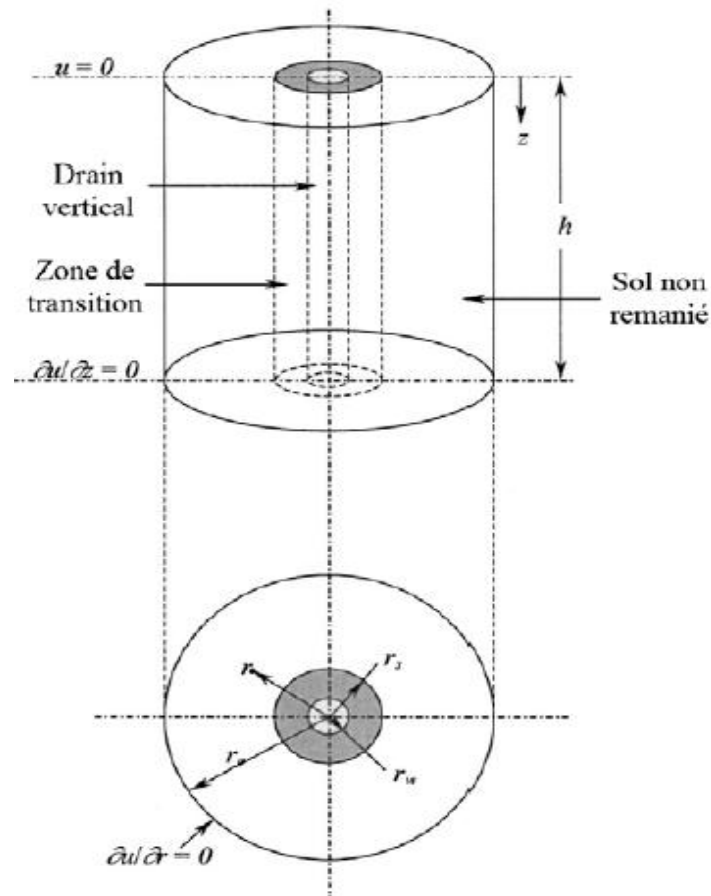
Barron (1948) a proposé une solution analytique à ces équations pour le cas de déformations uniformes, (avec ou sans zone de transition au contact du drain). Cette solution peut s'écrire :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(N)}\right)$$

Avec :

$$T_h = \frac{c_h t}{4r_e^2}$$

Où  $T_h$  = Facteur du temps (écoulement horizontal).



**Figure 4:** Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004).

Barron a proposé de négliger l'effet de la résistance de puits, ( $N$ ) est alors donné par :

Equation 4:

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \left( \frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln(s)$$

Si on néglige aussi l'effet de la zone de transition,  $F(N)$  devient :

Equation 4.1:

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \ln n - \frac{3}{4}$$

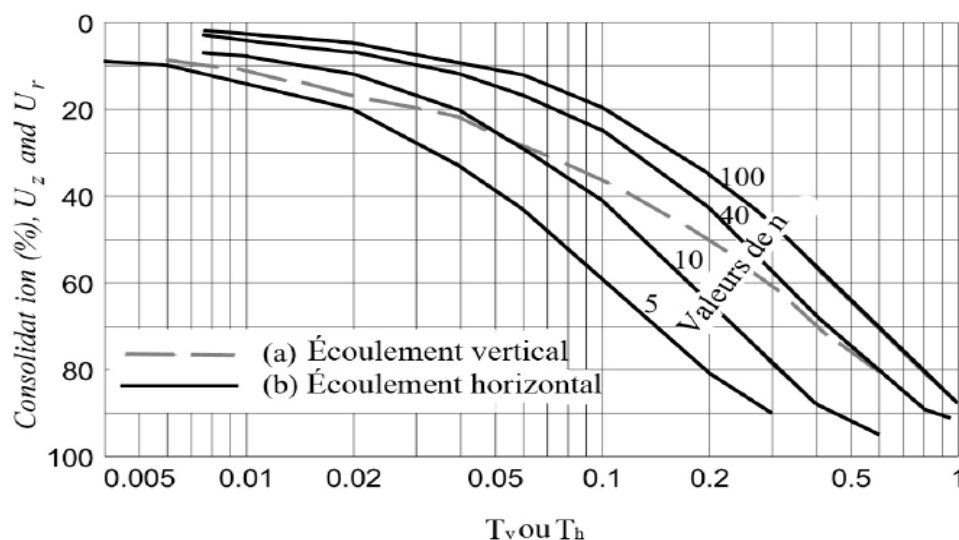
Dans ces équations,  $k_h$  et  $k_s$  représentent la conductivité hydraulique horizontale du sol intact et du sol remanié, respectivement.

Les paramètres  $n$  et  $s$  sont définis comme suit (equation 4.2) :

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{D}{d} \quad \text{et} \quad s = \frac{r_s}{r_w}$$

Où  $r_e$ ,  $r_w$  et  $r_s$  représentent le rayon du drain, de la zone de transition et de la zone d'influence du drain, respectivement;  $D$  et  $d$  représentent le diamètre de la zone d'influence et du drain, respectivement.

La **figure 5** montre la variation du degré de consolidation  $U_{90}$  en fonction du facteur temps  $T$  cas a) pour un écoulement vertical dans une couche d'argile drainée en bas et en haut (avec  $T = T_v$ ); cas b) pour un écoulement radial (avec  $T = T_h$ ) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport  $n = r_e / r_w$ . Cette figure montre par exemple que si l'espacement entre les drains est doublé ( $n=5$  à  $n= 10$ ), alors cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% (=  $U_r$ ) de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 4. Si l'espacement entre les drains est quadruplé ( $n = 5$  à  $n =20$ ). Cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 16.



**Figure 5:** Degré de consolidation en fonction du facteur temps  $T$  de consolidation; courbe a) pour un écoulement vertical dans une couche argile, drainée en bas et en haut (avec  $T = T_v$ ); courbes b) pour un écoulement radial (avec  $T = T_h$ ) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport  $n = r_e / r_w$  (adopté de Barron 1948).

### I. 3. Tassements des sols-Consolidation :

Sous l'action des charges appliquées sur le sol, il s'y développe des contraintes qui engendrent des déformations (voir chapitre 3), et par suite des déplacements. Les charges sont souvent verticales, le déplacement le plus prépondérant est vertical et est dirigé vers le bas c'est le tassement. (Schlosser, 1983)

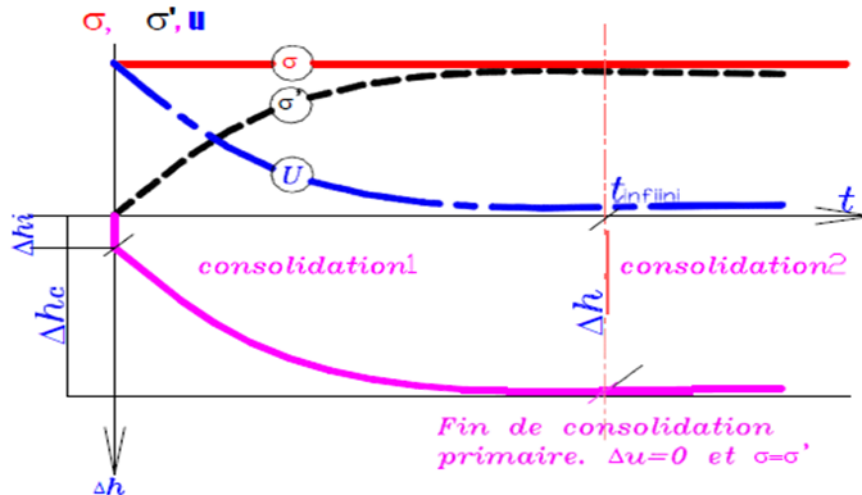
Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité

(Diminution de volume) qui est dû :

- ✓ à la compression du squelette solide,
  - ✓ à l'évacuation de l'eau contenue dans les vides,
  - ✓ et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.
- A noter que pour les contraintes courantes l'eau et le squelette solide peuvent être considérés incompressibles.
  - Dans le cas des sols grenus (sable et gravier ayant un coefficient de Perméabilité élevé), saturés ou non, le tassement est immédiat  $\Delta h_i$ .
  - Pour les sols fins saturés (faible coefficient de perméabilité), sous l'action d'une charge, l'eau libre ne peut s'évacuer immédiatement et supporte toutes les contraintes appliquées (suppressions interstitielles  $\Delta u = \Delta \sigma'$ ) pendant la phase de construction de l'ouvrage ; on aura le tassement immédiat  $\Delta h_i$ .

La transmission des contraintes au squelette solide se fait progressivement au cours du drainage de l'eau et les surpressions interstitielles diminuent. Cet Écoulement s'arrête lorsque  $\Delta u$  s'annule; on obtient donc le tassement à long Terme ou le tassement final de consolidation primaire  $\Delta h_c$ .





**Figure 6:** une courbe représentant les étapes de consolidation (Meftah, 2008)

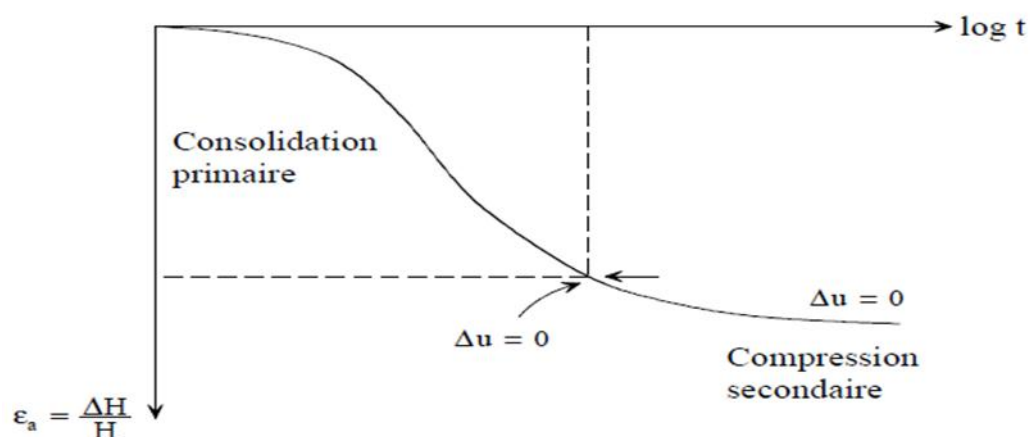
À infini :  $\Delta h = \Delta h_i + \Delta h_c$

À un instant (t) :  $\Delta h(t) = \Delta h_i + \Delta h_c(t)$

### I.3.1. Méthodes d'évaluation des temps de tassement (consolidation) :

L'évolution de la déformation verticale (ou du tassement) en fonction du logarithme du temps (figure 6) permet de distinguer deux phases :

- La consolidation primaire qui correspond à la dissipation de la suppression interstitielle ;
- La compression secondaire au cours de laquelle le sol continue à tasser avec une suppression interstitielle nulle, cette phase s'appelle le fluage (Meftah, 2008).

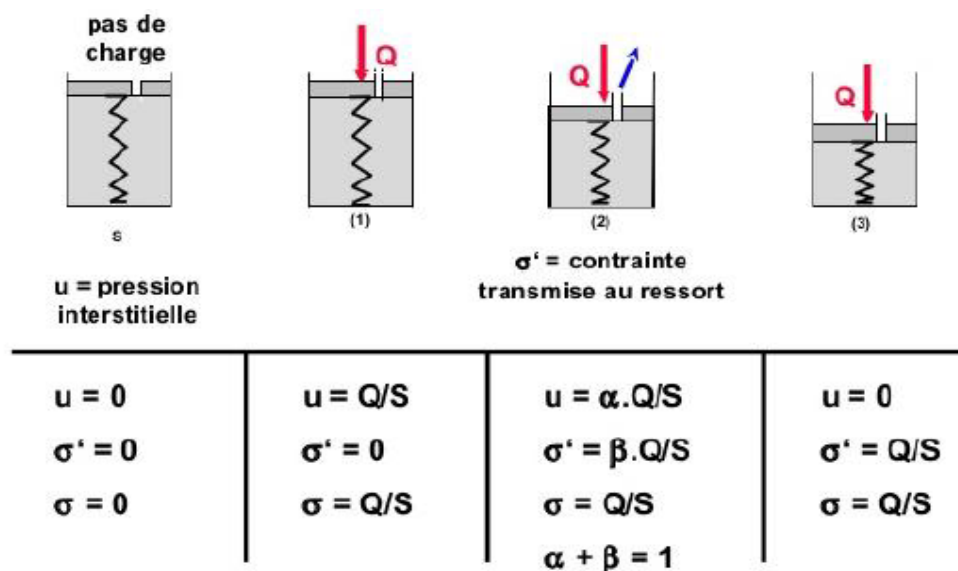


**Figure 7:** Processus de consolidation des sols fins. (Schlosser, 1983)

Sans détailler, rappelons seulement que dans la consolidation primaire, le facteur temps intervient par la viscosité de l'eau interstitielle. Sous l'action des charges appliquées, l'eau interstitielle est mise en pression (presque instantanément), et cette pression se dissipe lentement en raison de la viscosité; il se produit simultanément un ré enchevêtrement des grains solides. Au fur et à mesure de cette consolidation primaire, il y a transfert des contraintes de l'eau interstitielle sur le squelette solide (Schlosser, 1973).

Dans la deuxième phase de compression secondaire, on admet le plus généralement que le facteur temps intervient par la viscosité structurale. Cette viscosité est, en grande partie, due à la couche d'eau adsorbée qui entoure les particules d'argile et dont les propriétés physiques sont assez différentes de celles de l'eau naturelle. Durant cette phase la surpression interstitielle reste pratiquement nulle et il y a ré enchevêtrement très progressif des particules solides (Meftah, 2008).

Il convient de remarquer qu'en dehors du fait qu'il existe une phase de dissipation de la surpression interstitielle et une autre phase de tassement durant laquelle cette surpression reste nulle, la distinction entre consolidation primaire et compression secondaire est assez arbitraire. En effet, durant la consolidation primaire, une part du tassement est due à la viscosité structurale et par suite durant cette phase les deux phénomènes sont confondus (figure 8).



**Figure 8 :** Explication du phénomène de tassement dans le temps sous une charge donnée (Schlosser, 1973).

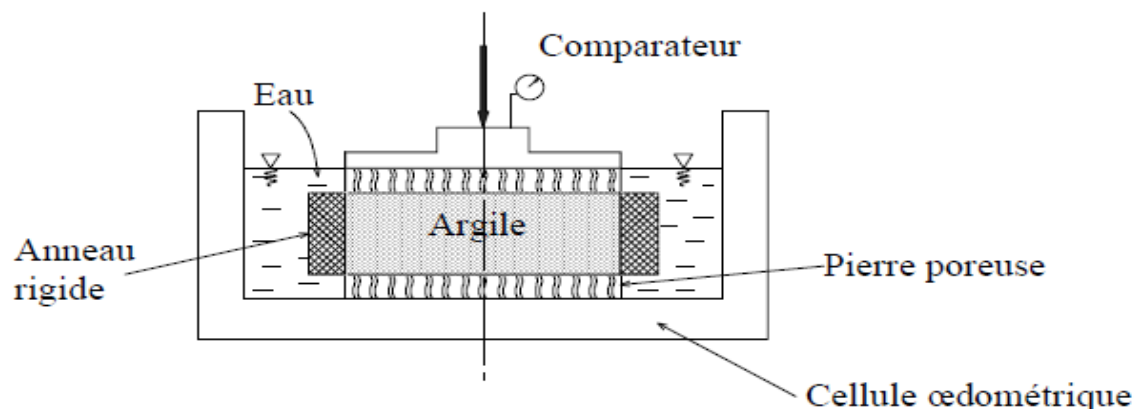
Par ailleurs, l'importance relative de la consolidation primaire par rapport à la compression secondaire est fonction de l'épaisseur de l'échantillon, les échantillons de très faible épaisseur ayant une consolidation primaire très courte (influence du chemin de drainage) en même temps qu'un tassement instantané relativement important.

Il existe différentes méthodes pour prédire l'amplitude du tassement par consolidation. Dans la méthode classique, due à Terzaghi, on recourt à des essais dits «œdométriques » effectués en laboratoire sur un échantillon du sol à étudier : cet essai aboutit à la mesure d'un module de compressibilité qui permet de calculer le tassement de consolidation.

### I.3.2. L'essai œdométriques :

#### I.3.2.1. L'oedomètre:

C'est un appareil qui permet de réaliser un essai de consolidation unidimensionnelle sur un échantillon de sol saturé (figure 8). L'écoulement de l'eau au cours de la consolidation est uniquement vertical, il se fait par l'intermédiaire de pierres poreuses placées de part et d'autre de l'échantillon. (Schlosser, 1983)



**Figure 9:** Coupe d'un oedomètre avec un échantillon de sol en cours d'essai. (Schlosser, 1983).

#### I.3.2.2. Mode opératoire:

L'essai consiste à appliquer sur l'échantillon une charge  $P$  transmettant une contrainte verticale uniforme, et mesurer le tassement au cours du temps. La consolidation de l'échantillon peut être résumée comme l'indique le tableau suivant :

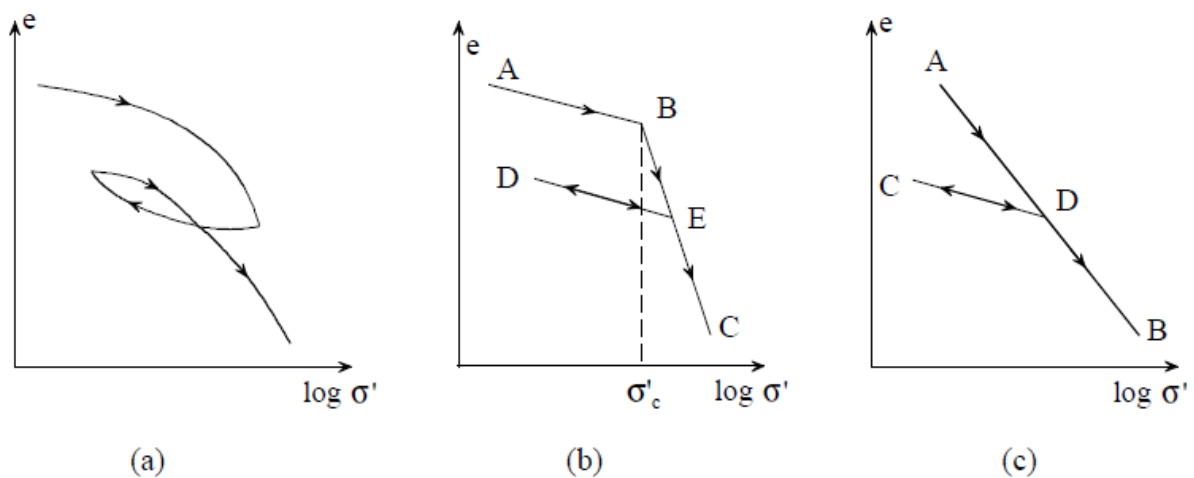
**Tableau 1:** résumé sur le consolidation de l'échantillon (Schlosser, 1983)

Temps	Pression interstitielle	Contrainte effective	Contrainte totale	Tassement
$t = 0$	$u = \sigma$	$\sigma' = 0$	$\sigma$	0
$t = t_f$	$u = 0$	$\sigma' = \sigma$	$\sigma$	$\Delta H$

**I.3.2.3. La courbe oedométrique:**

On fait plusieurs chargements sur le même échantillon de la manière suivante :

- On applique un premier chargement sous lequel on atteint la fin de consolidation de l'échantillon (le tassement se stabilise).
- On applique un deuxième chargement (le double du précédent) jusqu'à la fin de consolidation ; On répète la même opération en doublant à chaque fois la charge jusqu'à la fin du chargement. Pour chaque palier de chargement on calcule l'indice des vides de l'échantillon en fin de consolidation, et on trace la courbe oedométrique ( $e - \log \sigma'$ ) représentée sur la figure 10. Cette courbe rend compte du comportement du squelette solide, parce qu'en chaque point on attend la fin de consolidation pour la charge correspondante.

**Figure 10:** La courbe oedométrique. (Schlosser, 1983).

On déduit de cette courbe :

- L'indice de compression
- L'indice de gonflement (pente du droit BC):

Equation 5 :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

- L'indice de gonflement (pente du droite DC):

Equation 6

$$C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

- La pression de pré consolidation :  $\sigma_p'$  C'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

-Le rapport de sur consolidation ( $R_{oc}$ ) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par équation 7:

$$R_{oc} = \frac{\sigma_p'}{\sigma_o'}$$

$\sigma_o'$  : Contrainte effective verticale du sol en place

- Si  $R_{oc} = 1$ , le sol est normalement consolidé, c.à.d qu'il n'a jamais été le site d'une érosion ou supporté des surcharges (Glaciers..) qui en suite ont disparue. Ces sols sont sujets à développer des grands tassements, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.
- Si  $R_{oc} > 1$ , le sol est sur consolidé. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de pré consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.
- Si  $R_{oc} < 1$ , le sol est sous consolidé. C'est le cas des sols en cours de formation (vases, etc...) (Meftah, 2008).

## Chapitre II

*Méthodologie et outils de  
modélisation probabiliste*

## II.1. Introduction

Si la théorie des probabilités a été originellement motivée par l'analyse des jeux de hasard, elle occupe aujourd'hui une place centrale dans la plupart des sciences. Le concept de probabilité est aujourd'hui familier à tout un chacun. Nous sommes constamment confrontés à des événements dépendant d'un grand nombre de facteurs hors de notre contrôle ; puisqu'il nous est impossible dans ces conditions de prédire exactement quel en sera le résultat, on parle de phénomènes aléatoires (Velenik, 2006).

Les avancées actuelles au niveau de la quantification des incertitudes des caractéristiques mécaniques du sol ont permis d'utiliser des approches fiabilistes, permettant une meilleure prise en compte des aléas propres aux différents paramètres aléatoires et d'aboutir ainsi à une meilleure évaluation de la sécurité des ouvrages.

L'amélioration des méthodes de prévision peut passer soit par une révision des modèles déterministes de calcul, soit par une meilleure prise en compte des propriétés réelles des sols naturels, et notamment de leurs variations dans l'espace.

On examine la deuxième démarche en utilisant l'approche probabiliste à l'aide d'un code de calcul OPTUM G2.

## II. 2. Méthodologie

Toute approche probabiliste nécessite une méthode numérique et une méthode statistique :

- la méthode numérique est ici la méthode des éléments finis ; nous avons utilisé le logiciel **OPTUM G2** développé pour la modélisation et la résolution des problèmes de consolidation unidimensionnelle.
- La méthode statistique est la technique de simulation de Monte Carlo. Cette étude a été effectuée en utilisant le logiciel **OPTUM G2** destiné entre autres au calcul de la consolidation des sols par la méthode des éléments finis.

Ce logiciel de calcul dont les modalités d'application ne seront pas développées dans cette étude, permet le calcul du comportement au cours du temps des massifs de sol saturé d'un liquide interstitiel incompressible. Il est destiné au calcul des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles.

Le squelette du sol peut être modélisé par l'une ou l'autre des lois de comportements suivantes :

- Elasticité linéaire isotrope.
- Elasticité linéaire anisotrope.
- Elasticité linéaire orthotrope.

### II. 2.1. Logiciel OPTUM G2 :

OptumG2 est un ensemble d'éléments finis développé spécifiquement pour les applications géotechniques. L'interface utilisateur graphique permet une génération rapide de modèles d'éléments finis complexes. Le calculorê, qui est basé sur des concepts d'optimisation numérique moderne, a été développé avec une attention particulière à la robustesse et à l'efficacité. (K Krabbenhoft *et al.*, 2016).

Les fonctionnalités et les types d'analyse d'OptumG2 incluent:

- Analyse des limites pour calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur les charges d'effondrement.
- Analyse de la réduction de la résistance pour la détermination des facteurs de sécurité basés sur la résistance.
- Analyse élastoplastique pour l'analyse de l'aptitude au service et la construction par étapes.
- Analyse d'infiltration pour écoulement général partiellement saturé.
- Analyse des contraintes initiales pour la détermination des contraintes in-situ sur la base de la pression des terres coefficient.
- Eléments structurels pour la modélisation de murs, ancrages, géotextiles, etc.
- Adaptabilité du maillage pour tous les types d'analyses.

En outre, un certain nombre de matériaux standard avec des paramètres représentant des géomatériaux communs et des éléments structurels sont disponibles.

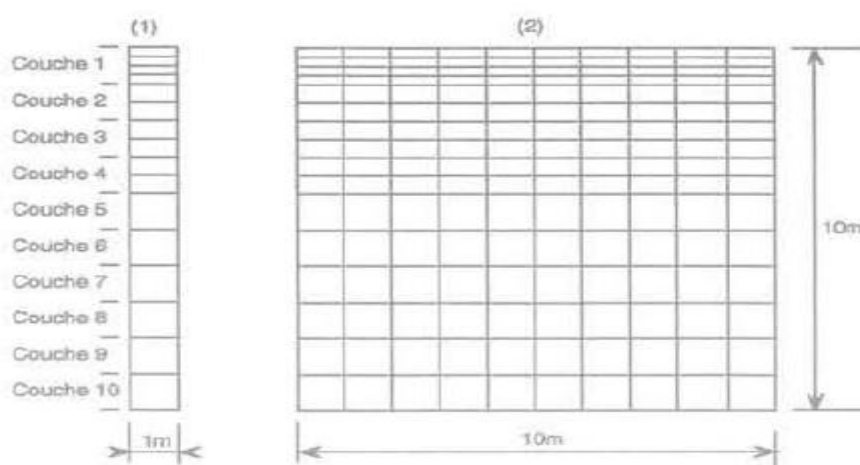


### II.2.2. Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés noeuds. Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (noeuds). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments. (Berrebah, 2015).

### II.3. Les outils de calcul probabiliste:

Pour pouvoir décomposer le massif de sol soumis à une sollicitation unidimensionnelle en unités plus petites ayant des propriétés différentes dans un même plan horizontal, nous avons choisi d'effectuer des calculs en éléments finis avec les maillages représentés sur la figure 11 L'analyse probabiliste a été effectuée par la méthode de Monte Carlo, qui est la seule méthode applicable actuellement pour les calculs complexes en éléments finis (Magnan et Bouheraoua, 1996).



**Figure 11 :** Maillages utilisés pour les calculs (Magnan et Bouheraoua, 1996).

### **II.3.1. L'outil de calcul déterministe :**

L'étude a été effectuée en utilisant le sous-ensemble «Groupe 09» du système Rosalie du LCPC, destiné au calcul de la consolidation des sols par la méthode des éléments finis (Babchia et Magnan, 1986). Ce programme, remplacé actuellement par CESAR-LCPC, permettait de calculer le comportement au cours du temps (déplacements, contraintes et charges hydrauliques) d'un massif de sol saturé d'un liquide interstitiel compressible ou incompressible, dans un cadre de couplage entre l'élastoplasticité du squelette et la diffusion du liquide interstitiel, pour les problèmes de déformation plane ou à symétrie de révolution, en milieu homogène ou hétérogène, isotrope ou anisotrope. Il a été utilisé en élasticité linéaire pour simplifier les analyses probabilistes (Magnanet Bouheraoua, 1996).

La méthode de calcul déterministe qui constitue l'intermédiaire obligatoire, entre les hypothèses du calcul et la probabilité de rupture que l'on cherche à déterminer doit être choisie avec soin. Les méthodes de calcul «explicitites», dans lesquelles le résultat est une fonction explicite des hypothèses du calcul, sont en général plus simples à traiter que les méthodes de calcul dans lesquelles le résultat provient d'un calcul itératif (Zibani, 2012).

L'approche déterministe consiste à définir une valeur unique du module d'Young, si l'on envisage de faire un calcul par OPTUM G2 ou des valeurs représentatives par zone, si l'on effectue un calcul numérique sans restrictions sur le zonage des données. Si l'on désire savoir quelle est l'étendue des comportements possibles en cas d'erreur d'appréciation des données, on fera des calculs avec les valeurs extrêmes que l'on peut déduire des mesures.

### **II.3.2. La démarche probabiliste :**

#### **II.3.2.1. Aperçu et historique :**

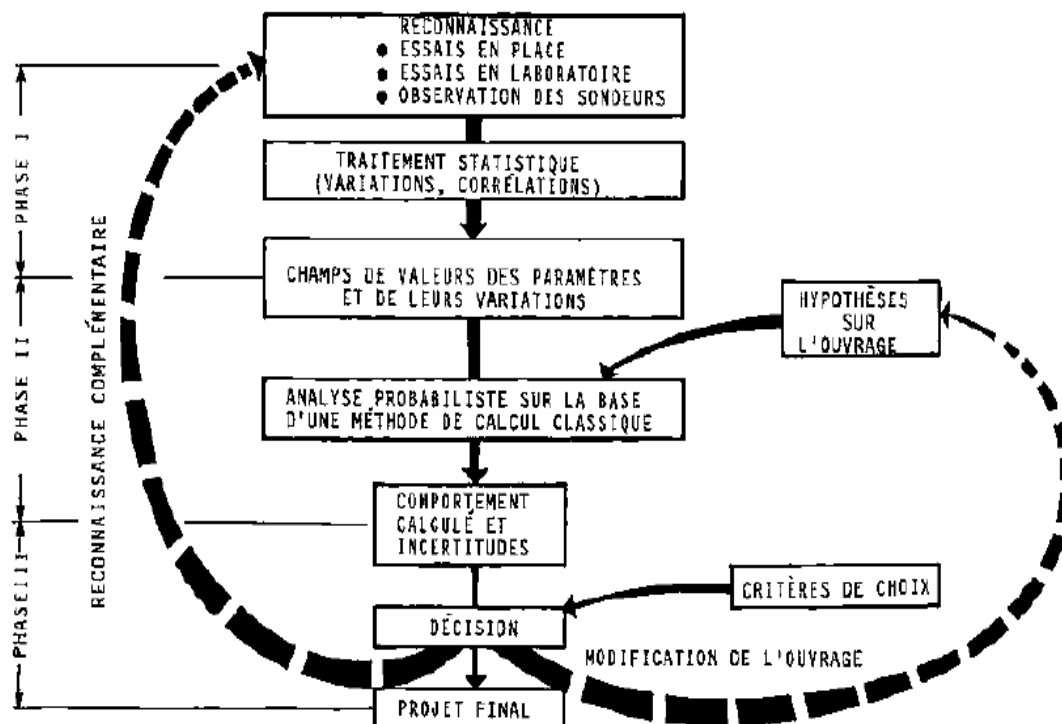
Les publications relatives à l'analyse probabiliste de la consolidation des sols sont restées rares après les années 1970 ou furent publiées les premiers travaux de Freeze (1977), Asaoka (1978), Chang et Soong (1979) et Asaoka et Suzuki (1979). Les études de Magnan et Bagheri (1982) au Laboratoire central des Ponts et Chaussées ont comparé dans le cas d'un remblai expérimental sur sols mous les prévisions de ces méthodes de calcul avec celles de la méthode de Monte Carlo appliquée au programme CONMULT (consolidation unidimensionnelle des sols multicouches). Les travaux de Hwang (1981) ont examiné pour leur part les correspondances entre les prévisions probabilistes et les méthodes déterministes

classiques. Plus récemment, (Nishimura *et al* 1993,1995) se sont penchés sur l'analyse de la consolidation unidimensionnelle par diverses méthodes.

L'idée de caractériser les risques de rupture des remblais sur sols mous par une probabilité de rupture, et non par un coefficient de sécurité à seuil empirique, est apparue au cours des années 1970, à une époque où différents chercheurs ont tenté d'harmoniser les valeurs des coefficients de sécurité de la mécanique des sols en comparant les probabilités de ruine associées. (Magnan et Baghery (1982)) ont passé en revue seize articles consacrés à l'analyse probabiliste de la stabilité des remblais et des pentes au cours de cette décennie et testé sur l'un des remblais du site expérimental de Cubzac-les-Ponts la méthode décrite par Alonso (1976). Dix autres publications ont été analysées par Mahdavi (1985). Ces études ont montré (Baghery, 1980; Baghery et Magnan, 1983) que la réalisation matérielle de calculs probabilistes était possible, à condition de disposer de nombreuses données sur les propriétés des sols, mais que les résultats en termes de probabilités de rupture dépendaient beaucoup des hypothèses arbitraires qu'il faut faire sur les distributions de probabilités des coefficients de sécurité calculés. De plus, l'approche probabiliste était à l'évidence incapable de corriger les effets des erreurs systématiques dans l'estimation des paramètres de calcul, comme celle qui a motivé la correction de Bjerrum en fonction de la plasticité. Tous ces faits nous ont conduits à renoncer provisoirement à appliquer cette méthode d'analyse à d'autres exemples.

### **II.3.2.2. Approche probabiliste :**

L'approche probabiliste tente une prise en compte de toutes les incertitudes affectant les propriétés des sols (Magnan, 2000) et permet de conférer à la décision de l'ingénieur une plus grande objectivité (Cassan, 2000). Elle suppose que les paramètres sont des échantillons statistiques définis par une moyenne, un écart type et une loi de distribution. L'analyse probabiliste des ouvrages comporte en pratique deux phases successives de traitement statistique des données puis de calcul probabiliste, suivies d'une phase d'examen des résultats et de décision (figure 12). Le choix de l'interface entre les deux phases d'analyse, c'est-à-dire de la forme des données géotechniques qui serviront au calcul de l'ouvrage, a une importance primordiale pour la réussite de l'étude. Le champ des valeurs moyennes estimées de chaque propriété dans le massif de sol et le champ des erreurs d'estimation de ces mêmes propriétés en chaque point semblent constituer une bonne base de travail, dans l'état actuel de nos techniques d'analyse. (Magnan et Mahdavi, 1988).

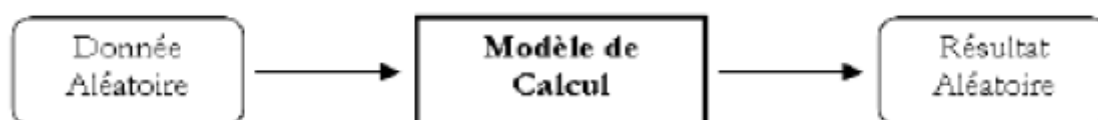


**Figure 12:** Phases du dimensionnement probabiliste d'un ouvrage (Magnan et Mahdavi, 1988).

### II.3.2.3. Principales étapes de l'approche probabiliste :

Le schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste a déjà été présenté plus haut (**figure 13**). On va maintenant examiner de plus près quelques-unes des nombreuses questions formulées et à résoudre :

- Comment obtenir les données du problème sous la forme de variables aléatoires de telle manière qu'elles soient une représentation assez fidèle de la réalité ?
- Comment choisir rationnellement un modèle de calcul utilisable dans le contexte probabiliste ?
- Comment transmettre, au travers du modèle de calcul, le caractère aléatoire (les variations) de ces données ?
- Comment enfin utiliser les résultats, eux aussi exprimés sous la forme de variable aléatoires, pour obtenir les réponses recherchées ?



**Figure 13 :** Schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste (Zibani, 2012).

#### II.4. Modélisation des données aléatoires :

Dans le domaine de la mécanique des sols, la quantification des paramètres d'entrée (données) s'appuie souvent sur un traitement statistique de données expérimentales.

En l'absence d'un nombre suffisant de mesures relatives au site étudié, on s'appuie sur des valeurs considérées comme vraisemblables sur la base de considérations plus générales, géologiques et autres.

Notons dès à présent que le traitement statistique dont il est question est presque toujours un simple processus, qui traite les données comme des valeurs extraites au hasard d'une seule population d'éléments tous de nature identique.

Dans l'espace des valeurs mesurées. De telles grandeurs, sont ainsi définies à la fois par :

- La valeur du paramètre mesuré,
- La position dans l'espace où ce paramètre a été mesuré (ou la position dans l'espace où l'échantillon étudié en laboratoire a été prélevé),

Ces grandeurs forment un champ aléatoire.

Dans les traitements statistiques particuliers pour traiter les caractéristiques du sol, on insistera particulièrement sur la nécessité de toujours prendre en compte la variabilité spatiale de ces grandeurs, même si le nombre de données disponibles est très faible et peut sembler à première vue insuffisant (Zibani, 2012).

Pour l'estimation de la sécurité d'un système, la Parise en compte des incertitudes sur ses variables sue les opérations préliminaires suivantes :

- Choix d'un type d'indicateurs de la sécurité du système : indice de fiabilité ou probabilité de rupture.
- Modélisation de l'aléa sur les variables aléatoires d'entrée (rangées dans un vecteur  $X$ ) : choix des lois statistique pour représenter leurs distributions, et de coefficient de corrélations. Dans ces lois statistique sont inclus les moments principaux (moyenne, écarte-type, coefficient d'asymétrie, coefficient d'aplatissement, etc.) ainsi que le coefficient de variation de de chaque variable (noté COV, et défini comme le rapporte de l'écarte-type à la moyenne).

- Choix d'un modèle déterministe fiable, fournissant une ou plusieurs valeurs de sortie (rangées dans le vecteur  $U$ ), fixes pour un jeu de variables d'entrée données (ces variables comprenant les variables aléatoires du vecteur  $X$ , plus éventuellement un ensemble de variables déterministe dont l'aléa est négligé).
- Choix d'un seuil sur chaque variable aléatoire de sortie (vecteur  $U$ ), tel que le système est considéré comme défaillant dès lors qu'il est franchi. En présence de plusieurs variables aléatoire de sortie, la rupture est admise dès qu'au moins un des seuls est franchi.(Houmadi, 2011)

Lorsque ces étapes ont été réalisées, il est nécessaire de définir une fonction dite "de performance", notée  $G(X)$ .il y a autant de fonctions de performances que de variables de sorties pertinentes (c'est-à-dire de variables de sorties munies d'un seuil que l'on ne souhaite pas dépasser). Une fonction de performance  $G$  est une fonction des variables aléatoires d'entrée, et dépend du modèle déterministe et du seuil de la variable de sortie considérée. Elle doit satisfaire aux contraintes suivantes :

- Si  $G(X) < 0$  : le système est défaillant (c'est-à-dire que le seuil fixé est dépassé).
- Si  $G(X) > 0$  : le système est en sécurité.
- Si  $G(X) = 0$  : le système est au bord de la défaillance.

## II.5. Calculs probabilistes :

Une étape cruciale de la mise en œuvre des méthodes de calcul probabiliste est celle qui consiste à transférer, à travers le modèle de calcul (déterministe) choisi, les incertitudes des différents paramètres. Ces derniers sont en effet des variables aléatoires, et les méthodes rigoureuses permettant de réaliser des calculs exacts sur de telles variables ne s'appliquent qu'à quelques cas extrêmement simples sans aucun intérêt pratique.(Zibani, 2012).

## II.6. Variabilité spatiale des propriétés des sols :

Les sols naturels présentent des variations de leurs propriétés d'un point à l'autre. Cette variabilité des sols est due à la variation de leur composition minérale et de l'histoire des contraintes pendant leur formation. Les variations autour des valeurs mesurées dans les essais créent des incertitudes sur l'estimation des valeurs des paramètres de calcul et par conséquent sur la prévision du comportement des ouvrages (Mahdavi, 1985) La connaissance de la géologie du site ou du procédé de construction de l'ouvrage permet en général de définir des sous-domaines à caractéristiques à peu près homogènes. Il peut ne s'agir toutefois que d'une homogénéité statistique dissimulant des variations spatiales souvent très significatives. Il est

donc nécessaire de reconnaître que les propriétés des sols sont des fonctions aléatoires spatiales (Selmiet *al*, 2006).

Chacun de ces paramètres est affecté par une incertitude liée au processus de mesure utilisé pour le déterminer, en plus de l'incertitude due à la variabilité naturelle des propriétés physiques et mécaniques des sols. Le poids volumique présente une faible dispersion autour de sa valeur moyenne (Harr, 1977), tandis que les coefficients de variation relatifs à la dispersion des paramètres de cisaillement sont généralement plus grands (Lumb, 1974).

## **II.7. Analyse probabiliste des problèmes de la consolidation**

Une méthode est utilisée pour l'analyse probabiliste du problème de la consolidation en tenant compte de la variabilité de certaines propriétés du sol telles que la perméabilité  $k$  et le module oedométrique  $E'$  (c'est la méthode de simulation de Monte Carlo).

La méthode de simulation de Monte Carlo repose sur la simulation numérique répétée de l'écoulement à l'intérieur d'un arrangement déterministe d'éléments de sol en forme de couches, rectangles ou blocs. Chacun de ces éléments est considéré comme un massif homogène auquel est affectée une valeur particulière de la propriété du sol, fixée en utilisant la fonction de densité de probabilité de la propriété considérée et sa loi de variabilité spatiale.

Une solution déterministe par méthode numérique est obtenue pour chaque ensemble de valeurs des paramètres du calcul. La répétition de ce processus de calcul permet d'établir la loi de distribution de la solution du problème (Djelouah, 2009).

### **II.7.1. Les étapes de la modélisation et d'analyse**

- Choix du type d'analyse 1D, 2D ou 3D.
- Choix des dimensions géométriques de notre modèle.
- Discrétisation en éléments finis de notre modèle.
- Numérotation des nœuds principaux.
- Numérotation des éléments principaux.
- Définition des conditions aux limites (en forces et en déplacements).
- Définition du matériau de chaque élément.
- Définition des paramètres à étudier.

### II.7.2 Les différents types d'analyse effectués (consolidation) :

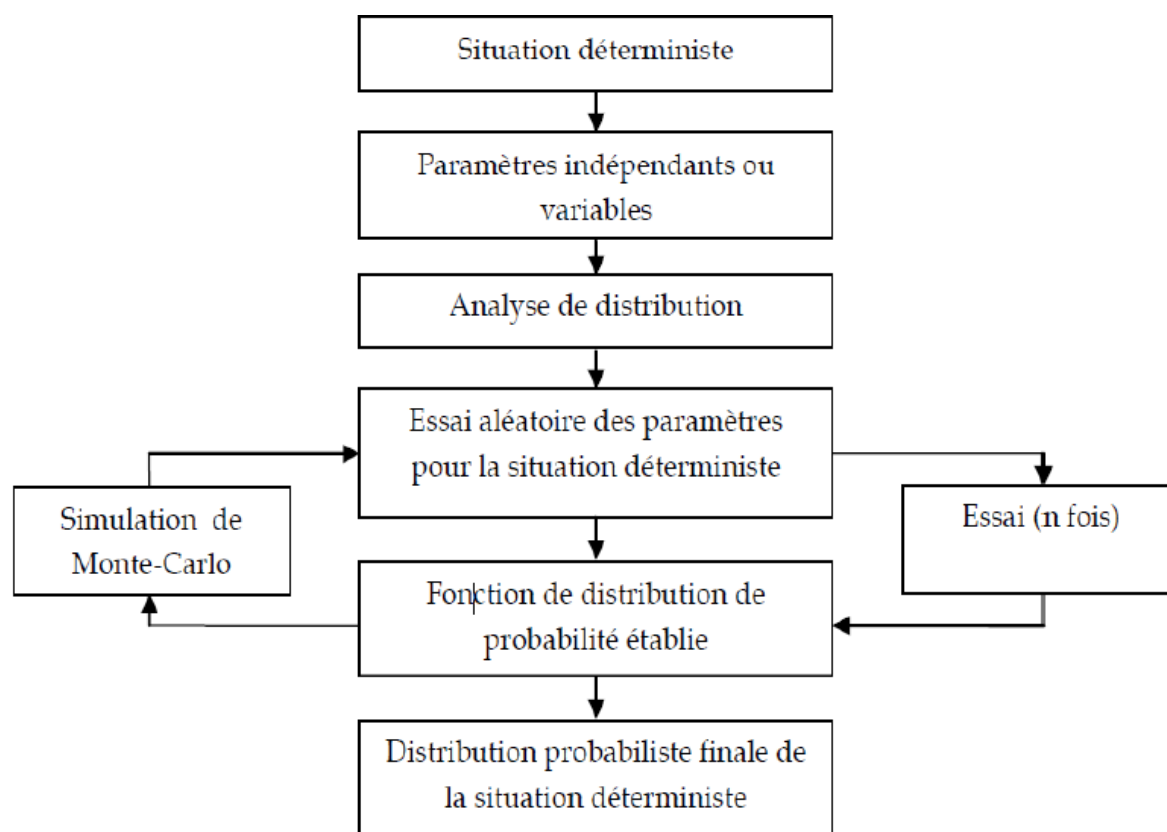
- Consolidation unidimensionnelle (Déterministe).
- Consolidation unidimensionnelle à variabilité unidimensionnelle (Probabiliste).
- Consolidation unidimensionnelle à variabilité bidimensionnelle (Probabiliste).
- Consolidation bidimensionnelle (Déterministe).
- Consolidation bidimensionnelle à variabilité unidimensionnelle (Probabiliste).
- Consolidation bidimensionnelle à variabilité bidimensionnelle (Probabiliste).
- Consolidation tridimensionnelle (Déterministe).
- Consolidation tridimensionnelle à variabilité unidimensionnelle (Probabiliste).
- Consolidation tridimensionnelle à variabilité bidimensionnelle (Probabiliste).

### II.8. Méthode de Monté Carlo :

Pour appliquer la méthode de Monte-Carlo, on a utilisé le programme de calcul OPTUM G2 (consolidation unidimensionnelle), pour le calcul de la vitesse de consolidation, en considérant comme seule variable aléatoire le coefficient de consolidation  $c_v$ . Ce programme résout par la méthode des éléments finies l'équation de la consolidation unidimensionnelle. Il faut introduire comme données la discrétisation spatiale du sol (nombre de sous-couches) et la valeur des paramètres du calcul dans chaque couche.

Il est toujours possible de déterminer empiriquement la densité de probabilité d'une variable  $Y = f(X_d)$  en calculant les valeurs de  $y$  correspondant à des ensembles de valeurs des  $x_i$  générés de façon aléatoire conformément aux densités de probabilité de chacune des variables aléatoires  $X_i$  et en déterminant la densité de probabilité de  $Y$  d'après la distribution des fréquences des  $y$  obtenus. La précision de cette simulation augmente avec la racine carrée de la taille de l'échantillon et de ce fait il faut disposer d'un échantillon très important pour obtenir des résultats utiles. Ceci nécessite en pratique l'utilisation d'un ordinateur. Lamb (1974), (Jack *Ret al* 1970) et Harry (1977), par exemple, donnent des indications sur l'emploi de cette méthode.





**Figure 14:** L'approche générale de la simulation de Monte-Carlo (Hutchinson et Bandalos, 1997).

## Conclusion

L'application des outils de l'analyse statistique et probabiliste aux problèmes de consolidation permet de progresser dans la compréhension des divergences possibles entre le calcul et les observations. L'amélioration de l'information géotechnique peut être effectuée soit, par une révision des modèles déterministes de calcul ou par la prise en compte des propriétés réelles des sols en adoptant l'approche probabiliste.. Cette approche probabiliste tente une prise en compte de toutes les incertitudes affectant les propriétés des sols et permet de conférer à la décision de l'ingénieur une plus grande objectivité.

## Chapitre III

*Simulation de quelques problèmes  
de consolidation unidimensionnelle*

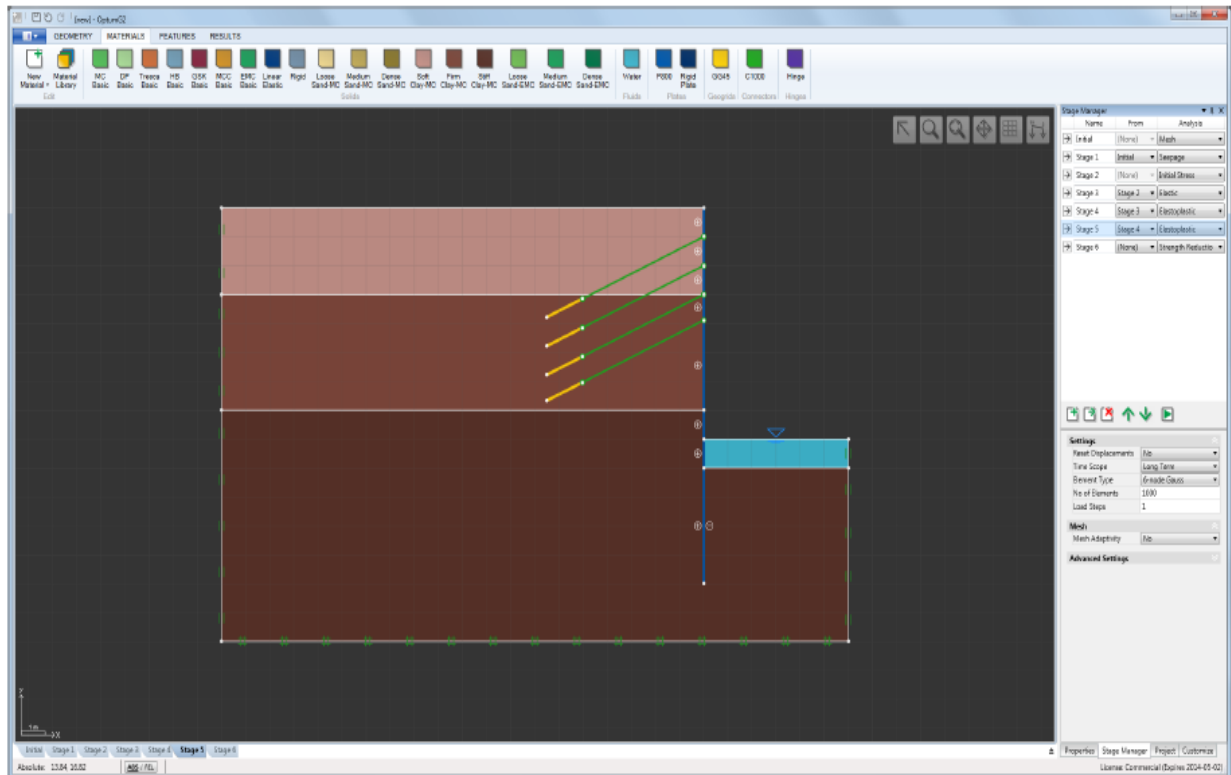
### III.1. Introduction

OPTUM G2 est un programme d'éléments finis pour l'analyse de la résistance et de la déformation des problèmes de valeurs limites géotechniques. Il a un certain nombre de principes généraux en commun avec d'autres programmes disponibles sur le marché, mais diffère aussi fondamentalement sur un certain nombre de points. Par exemple, il est possible de calculer les charges limites, ou les capacités portantes, directement sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique traditionnelle étape par étape. De plus, il est possible de calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses à la charge limite, encadrant ainsi la solution exacte à un intervalle généralement assez étroit. Inversement, étant donné un ensemble de charges fixes, il est possible de calculer les limites supérieure et inférieure à la résistance exacte facteur de réduction, c'est-à-dire le facteur par lequel les résistances du matériau doivent être réduites pour provoquer effondré. Outre ces caractéristiques uniques, OPTUM G2 permet également des analyses plus traditionnelles, y compris l'élastoplasticité, l'infiltration et la consolidation étape par étape (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### III.2. Généralités

Le type d'analyse à effectuer pour une étape donnée est sélectionné via le Stage Manager (voir Figure 15). La fenêtre Stage Manager est divisée horizontalement en deux parties. La partie supérieure contient trois colonnes. La première colonne contient le nom de l'étape, qui peut être modifié à volonté. La deuxième colonne contient un menu déroulant dans lequel l'étape De peut être sélectionnée. L'étape De précède l'étape actuelle et toutes les variables d'état (contraintes, déplacements, etc.) sont transférées à l'étape actuelle comme état initial. Les modifications apportées à la géométrie, au chargement, aux matériaux, etc. sont identifiées automatiquement et aucune autre disposition que la sélection de l'étape From appropriée ne doit être prise afin de relier les étapes. Enfin, la dernière colonne contient un menu déroulant pour la sélection de l'analyse pour l'étape en cours.

La moitié inférieure de la fenêtre Stage Manager contient les différentes options et paramètres correspondant au type d'analyse en cours. Celles-ci sont particulières à une étape donnée et peuvent différer d'une étape à l'autre pour un même type d'analyse (Figure 15 : K Krabbenhoft, *et al* 2016).



**Figure 15:** Optum G2 montrant le Stage Manager à droite (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Entre les deux parties de la fenêtre Stage Manager se trouve une rangée de boutons de commande (Figure 16). Ces contrôles permettent diverses manipulations: ajout de nouvelles étapes, clonage d'étapes existantes, suppression d'étapes et déplacement d'étapes de haut en bas dans la liste des étapes à traiter. Le dernier bouton exécute les calculs et les étapes sont exécutées dans l'ordre dans lequel elles apparaissent dans la liste.



**Figure 16:** Boutons de contrôle de Stage Manager (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

## III.2. Le types d'analyses disponibles dans OPTUM G2:

### III.2.1. Mesh (engrener):

Ce type d'analyse est atypique en ce qu'il n'implique aucune physique mais ne génère qu'un maillage.

Cette analyse effectue un suintement conformément aux propriétés du matériau et aux conditions. Aux limites du suintement aucune distinction a priori n'est faite entre infiltration confinée et non confinée. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### III.2.2. Contraintes initiales:

Les contraintes initiales dans le sol sont dans de nombreux cas un aspect important de l'analyse de la déformation de résistance. En géotechnique, l'état de contrainte initial est généralement caractérisé par le coefficient de pression du sol.

Equation 8:

$$K_0 = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_h}$$

Où  $\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  sont respectivement les contraintes verticales et horizontales effectives. Dans Optum G2, c'est supposé que la gravité agit à l'opposé de la direction y et nous avons donc:

Equation 9:

$$K_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} = \frac{\sigma'_z}{\sigma'_y}$$

Pour les domaines rectangulaires simples supportés en bas et sur les côtés, les contraintes horizontales  $\sigma'_y$  doit être tel que les équations d'équilibre soient satisfaites. Pour un poids unitaire constant, cela implique une variation de  $\sigma_y$  avec la profondeur. Les contraintes verticales,  $\sigma'_x$  et  $\sigma'_z$  peut alors être spécifié comme  $\sigma'_x = \sigma'_z = K_0 \sigma'_y$  où  $K_0$  doit être tel que les conditions de rendement soient satisfaites. Pour un Mohr-Coulomb purement frictionnel matériau, les bornes sur  $K_0$  sont les coefficients de pression de terre actifs et passifs bien connus: (K Krabbenhoft *et al.*, 2016).

Equation 10:

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \leq K_0 \leq \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Pour les problèmes impliquant des géométries plus complexes et / ou des modèles constitutifs, il n'est généralement pas possible pour prescrire les contraintes initiales de cette manière simple. Dans de tels cas, l'analyse des contraintes initiales disponible dans Optum G2 est pratique. Cette analyse vise à déterminer un champ de contraintes qui:

- Satisfait les conditions d'équilibre et aux limites.
- Satisfait aux conditions de rendement.
- Satisfait aux conditions de pression du sol (Equation 9) «dans la plus grande mesure possible».

Alors que les deux premières conditions ne peuvent être négociées, il y a une certaine flexibilité en ce qui concerne le dernier. Dans Optum G2, il est implémenté en minimisant la mesure d'erreur suivante (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Equation 11:

$$\epsilon = \int_V \|\sigma'_x - K_0 \sigma'_y\| + \|\sigma'_z - K_0 \sigma'_y\| dV$$

### III.2.3. Elastique:

Le type d'analyse élastique effectue uniquement l'analyse élastique, c'est-à-dire les conditions d'élasticité, les coupures de tension et les caractéristiques similaires qui impliquent une contrainte sur les contraintes sont ignorées. Dans l'analyse élastique uniquement Fixe

les charges sont traitées tandis que les charges multiplicateurs sont ignorées (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### III.2.4. Analyse des limites:

L'analyse des limites permet une évaluation rapide de la stabilité ou de la capacité portante des géostructures sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive étape par étape.

Les charges fixes et multiplicateurs sont applicables. Dans l'analyse des limites, les premiers sont maintenus constants tandis que ces derniers sont amplifiés jusqu'à ce qu'un état d'effondrement naissant soit atteint. Le facteur par lequel le multiplicateur les charges doivent

être amplifiées afin de provoquer l'effondrement est également appelé multiplicateur d'effondrement. En plus de déterminer le multiplicateur d'effondrement pour un ensemble de charges externes, il est également possible de calculer le facteur par lequel la gravité doit être amplifiée pour atteindre un état d'effondrement. Cette fonction est utile par exemple en relation avec la stabilité des pentes. Une caractéristique unique d'Optum G2 est la possibilité de calculer les limites supérieure et inférieure de la charge d'effondrement. Ceci est réalisé simplement en choisissant le type d'élément approprié - respectivement supérieur ou inférieur (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### **III.2.5. Réduction de la force:**

Alors que l'analyse des limites traite du problème de la détermination de la grandeur ultime d'un ensemble de références charges, l'analyse de la réduction de la résistance traite le problème complémentaire de la détermination force nécessaire pour éviter l'effondrement étant donné un ensemble de charges réelles.

L'analyse de réduction de force dans Optum G2 se déroule en calculant un facteur de réduction de force par dont les paramètres matériels doivent être réduits pour atteindre un état d'effondrement naissant. Un facteur supérieur à 1 implique donc un système stable tandis qu'un facteur inférieur à 1 implique que la force est nécessaire pour empêcher l'effondrement (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### **III.2.6. Elastoplastique:**

L'analyse élastoplastique est similaire à l'analyse élastique, la différence étant le critère de défaillance pour tous les éléments solides et structurels sont inclus dans l'analyse. Comme dans l'analyse élastique, seules les charges fixes sont traitées alors que les charges de multiplicateur sont ignorées. La gravité est automatiquement incluse (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### **III.2.7. Elastoplastique multiplicateur:**

L'analyse élastoplastique multiplicateur peut être considérée comme combinant l'analyse limite et élastoplastique types d'analyses. Comme dans l'analyse des limites, les charges du multiplicateur sont amplifiées jusqu'à l'effondrement tandis que les charges fixes et la gravité sont maintenues constantes. Cela se fait de manière élastoplastique étape par étape avec des déformations calculé à chaque étape de chargement.

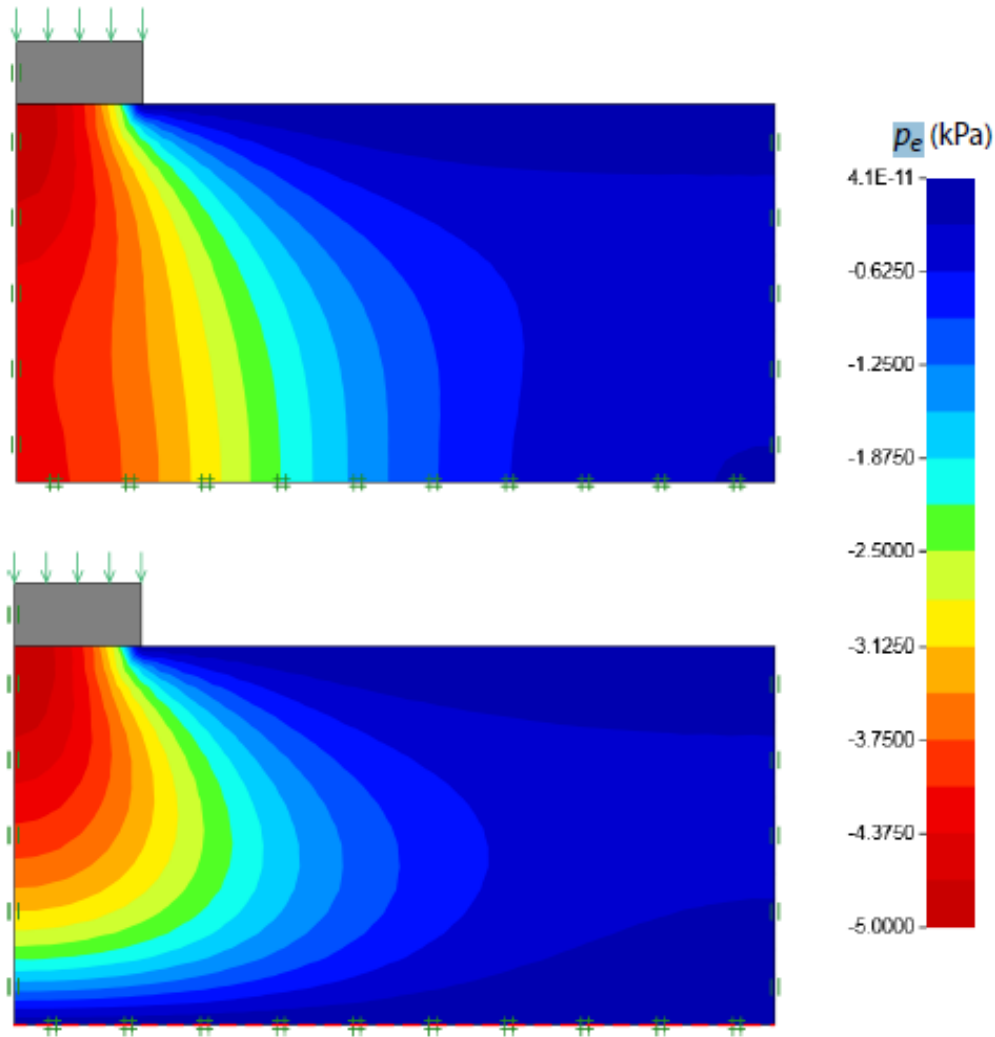
**1.2.8. Consolidation:**

L'analyse de consolidation est applicable aux situations où la génération et la dissipation d'un excès des pressions interstitielles avec le temps sont intéressantes. Les exemples incluent les fondations à chargement rapide, les remblais construction, excavations et diverses autres analyses de construction par étapes. Ce n'est pas recommandé pour sonder l'état limite ultime au moyen d'une analyse de consolidation. Pour de telles informations, limiter l'analyse, la réduction de la résistance ou l'analyse élastoplastique par multiplicateur doit être utilisée (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

**III.2.8. Consolidation BC:**

La catégorie Consolidation BC contient une seule fonction: la pression excessive fixe qui fixe la pression interstitielle excessive à une valeur spécifiée le long d'une ligne. Cette fonctionnalité n'est pertinente que pour l'analyse de consolidation. Un exemple des effets de la spécification d'une surpression nulle (correspondant à un drainage libre) est présenté ci-dessous (K Krabbenhoft, *et al* 2016).





**Figure 17:** Distribution de la pression interstitielle excessive à  $t = 1$  jour. Dans la figure du bas,  $p_e = 0$  est spécifié le long de la limite inférieure. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### III.3 Principes variationnels:

Les principes variationnels sont au cœur d'OptumG2 et tous les problèmes sont exprimés et résolus en tant que tels. Les sections suivantes détaillent les concepts fondamentaux du principe variationnel et les spécificités de leur utilisation dans OptumG2 (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Un principe variationnel peut être considéré comme un problème d'optimisation qui offre une manière alternative de énonçant les équations gouvernantes d'un système physique.

Equation12:

$$F = kx$$

Un autre énoncé de cette équation gouvernante est donné par minimiser.

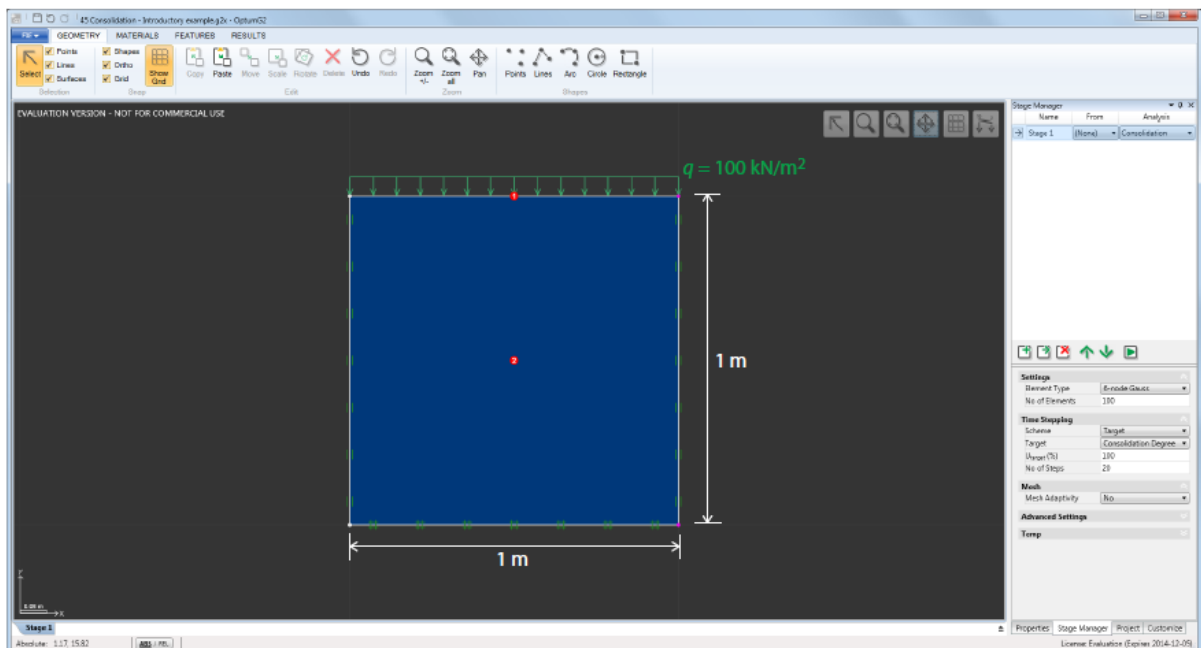
Equation 13:

$$\frac{1}{2}kx^2 - Fx$$

La preuve de l'équivalence entre (12) et (13) s'ensuit aisément en différenciant  $(1/2)kx^2 - Fx$  par rapport à  $x$  et en fixant le résultat à zéro.

### III.4. Consolidation unidimensionnelle:

L'exemple suivant présente les différentes possibilités de l'analyse de consolidation implémentée dans OptumG2. Le problème est représenté sur la figure 18 et concerne un bloc de 1 m sur 1 m de matériau élastique. Le module de Young est de 30 MPa et le coefficient de Poisson a été fixé à  $\nu = 0$  pour faciliter une comparaison directe avec des solutions analytiques connues. Le bloc se consolide sous une charge de  $q = 100 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

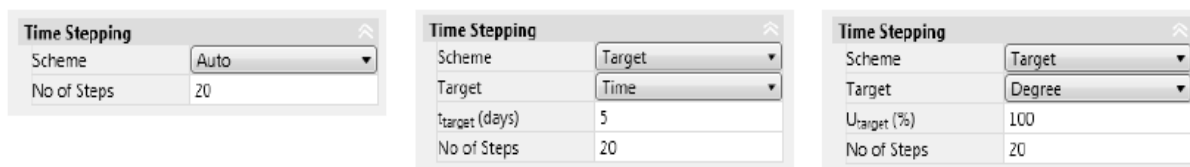


**Figure 18:** Problème de consolidation unidimensionnel. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

L'analyse se poursuit en sélectionnant Consolidation dans la colonne Analyse du gestionnaire d'étape. Les paramètres de la scène apparaissent alors dans la moitié inférieure de la fenêtre. Comme pour tous les autres types d'analyse, le type d'élément et le nombre

d'éléments doivent être sélectionnés. Pour ce problème, 100 éléments Gauss à 6 nœuds sont utilisés, mais n'importe lequel des éléments disponibles est en principe applicable.

La deuxième catégorie des paramètres de la scène, le pas de temps, contient diverses options et paramètres pour contrôler le pas de temps. Trois schémas de pas de temps différents sont disponibles: Auto, Objectif / Temps, Objectif / Degré (voir Figure 19).



**Figure 19:** Paramètres de pas de temps: Auto (gauche), Cible / Temps (centre) et Cible / Degré (droite). (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Les étapes du schéma Auto avec ajustement automatique du pas de temps pour atteindre un état proche de la consolidation complète dans le nombre d'étapes spécifié.

Pour le schéma Target, deux cibles sont possibles: Temps et degré. Le premier implique la spécification de l'heure à laquelle l'analyse est terminée et un certain nombre d'étapes pour atteindre ce moment. Cette dernière nécessite de préciser le degré de consolidation et le nombre d'étapes pour atteindre cet objectif. Dans ce cas, le pas de temps est ajusté automatiquement comme dans le schéma Auto. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Dans OptumG2, l'analyse de consolidation sans spécification d'une étape From se déroule selon les étapes suivantes:

1. Une analyse des contraintes initiales pour calculer les contraintes initiales et les pressions d'infiltration en régime permanent. L'analyse est identique à celle utilisée dans l'analyse élastoplastique, c'est-à-dire que les charges fixes ne sont pas incluses dans la procédure K0.
2. Une analyse à court terme pour calculer l'état juste avant le début de la consolidation réelle, c'est-à-dire. après application de charges mais avant dissipation des surpressions interstitielles. Cette analyse équivaut à une analyse élastoplastique avec Time Scope = Short Term.

3. Une analyse à long terme, à partir de l'état à court terme, pour calculer une estimation de l'état après un temps très long. Cette analyse équivaut à une analyse élastoplastique avec Time Scope = Long Term.
4. L'analyse de consolidation proprement dite.

#### III.4.1 Degré de consolidation:

Le degré de consolidation est problématique à définir pour les problèmes de valeurs aux limites générales et diverses mesures de la proximité des états à court et long terme sont utilisées dans OptumG2. (K Krabbenhoft *et al.*, 2016).

Premièrement, avec les états à court et long terme disponibles aux étapes 2 et 3, un degré de consolidation basé sur le travail peut être défini comme:

Equation 14:

$$U_w(t) = \frac{W(t) - W_{ST}}{W_{LT} - W_{ST}} \times 100\%$$

où  $W(t)$  est le travail au temps  $t$  et  $W_{ST}$  et  $W_{LT}$  sont respectivement le travail à court et à long terme. C'est peut-être la meilleure mesure générale du degré de consolidation. Cependant, une complication est que  $W_{LT}$  est calculé en utilisant une seule étape tandis que le  $W_{LT}$  réel dépendra du processus dépendant du temps exact pour atteindre l'état à long terme. En tant que telle, l'estimation en une seule étape calculée peut être quelque peu inexacte et des valeurs de  $U_w$  légèrement supérieures ou inférieures à 100% lors de la consolidation complète peuvent être rencontrées. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Pour les cas où le chargement est appliqué à une semelle rigide, le degré de consolidation basé sur le travail est identique à celui basé sur les tassements:

Equation 15:

$$U_u(t) = \frac{u(t) - u_{ST}}{u_{LT} - u_{ST}} \times 100\%$$

où  $u(t)$  est le tassement vertical de la fondation et  $u_{ST}$  et  $u_{LT}$  sont respectivement les tassements à court et à long terme. Là encore, le problème de cette mesure, ainsi que d'autres mesures basées sur le déplacement, est que l'état final n'est pas facilement estimé comme un a priori. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Une autre quantité intéressante est la surpression interstitielle normalisée moyenne:

Equation 16:

$$\frac{P_e(t)}{P_{e,0}} = \frac{\int_V p_e(x, y, t) dV}{\int_V p_{e,0}(x, y) dV}$$

où  $P_{e,0}(x, y)$  est la distribution de la pression interstitielle à  $t = 0$  (calculée à l'étape 2 ci-dessus) et  $P_e(x, y, t)$  est la distribution de la pression interstitielle en excès au temps  $t$ . Sur la base de cette quantité, le degré de consolidation peut être défini comme:

Equation 17:

$$U_P(t) = \left(1 - \frac{P_e(t)}{P_{e,0}}\right) \times 100\%$$

Cette définition du degré de consolidation a tendance à différer légèrement du degré de consolidation basé sur le travail,  $U_u$ .

Aux fins du pas de charge temporelle dans OptumG2, une combinaison de  $U_w$  et  $U_P$ , notée  $U_d$ , est utilisée. Cette mesure du degré de consolidation a tendance à être plus proche de  $U_P$  que  $U_w$ .

En conclusion: le degré de consolidation est quelque peu ambigu et il est recommandé de scruter l'état réel pour une valeur évaluée de  $U_d$ ,  $U_w$  ou  $U_P$ . (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

### III.4.2. Solution analytique:

Le problème de la consolidation unidimensionnelle peut être décrit en termes d'une équation de type diffusion impliquant les surpressions interstitielles comme variables: (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

Equation 18:

$$\frac{\partial p_e}{\partial t} = \left( C_v \frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} \right)$$

où le coefficient de consolidation,  $C_v$ , est donné par:

Equation 19:

$$C_v = \frac{KE}{\gamma_w}$$

avec K étant la perméabilité et ( $\gamma_w = 9,8 \text{ kN} / \text{m}^3$ ) le poids unitaire de l'eau.

La solution de cette équation, pour la constante  $C_v$ , est donnée par:

Equation 20:

$$\frac{p_e(y, t)}{p_{e,0}} = \frac{p_e(y, t)}{q} = \frac{4}{\pi} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^{i-1}}{2i-1} \cos\left((2i-1)\frac{\pi y}{2H}\right) \exp\left(- (2i-1)^2 \frac{\pi^2 C_v}{4 H^2} t\right)$$

avec H étant la hauteur du bloc ( $H = 1\text{m}$  dans le cas présent).

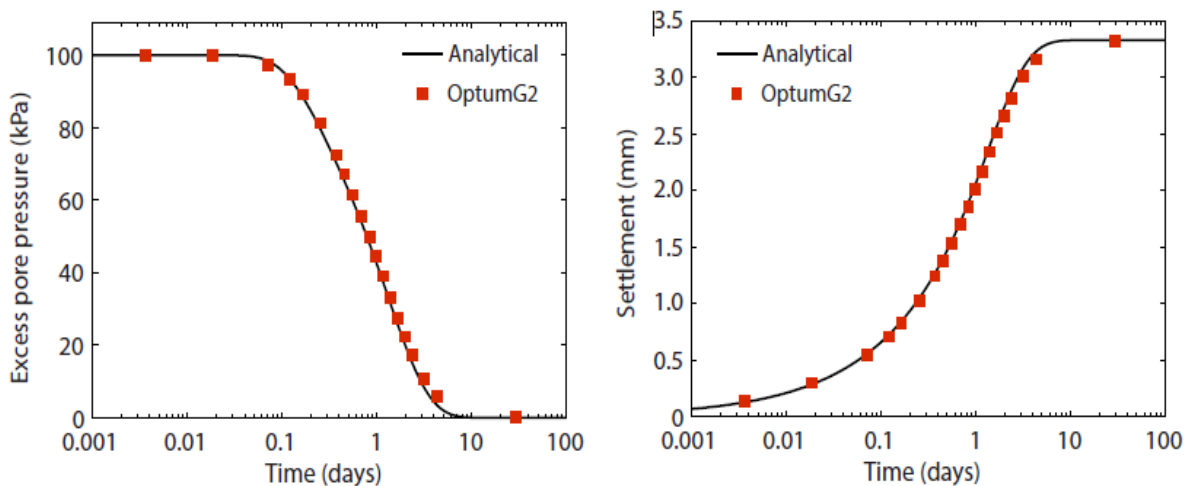
Avec les surpressions interstitielles déterminées, la contrainte verticale effective et donc le tassement vertical peuvent être déterminés comme:

Equation 21:

$$\frac{u_y(y, t)}{H} = \frac{q}{E} \left[ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^{i-1}}{(2i-1)^2} \sin\left((2i-1)\frac{\pi y}{2H}\right) \exp\left(- (2i-1)^2 \frac{\pi^2 C_v}{4 H^2} t\right) \right]$$

### III.4.3. Résultats:

Les résultats de l'analyse utilisant le schéma Auto avec 20 étapes sont présentés dans la Figure 20. L'accord entre la solution numérique et la solution analytique est très bon et peut être encore amélioré en augmentant le nombre d'étapes dans l'analyse. (K Krabbenhoft, *et al* 2016).



**Figure 20:** Evolution de la surpression interstitielle au centre du bloc avec le temps (à gauche) et évolution du tassement de la surface supérieure avec le temps (à droite) (K Krabbenhoft, *et al* 2016).

**Conclusion**

Le logiciel de calcul OPTUM 2G permet le calcul du comportement au cours du temps des massifs de sol saturé d'un liquide interstitiel incompressible. Il est destiné au calcul des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles. Pour diminuer le nombre de paramètres à caractériser, nous avons choisi de réaliser l'étude à un calcul de consolidation élastique dans la direction verticale, qui reste toujours un grand sujet d'intérêt en géotechnique.

## *Conclusion générale*



## Conclusion générale

Malgré le développement d'outils de calculs de plus en plus performants et une description de sol de plus en plus proche de la réalité, il existe toujours un écart entre les résultats de calcul et les valeurs des tassements et des surpressions interstitielles réels à la fois en laboratoire et *in situ*.

La prévision de la consolidation des sols est un aspect de la mécanique des sols pour lequel beaucoup d'ingénieurs ont le sentiment de ne pas faire de calculs fiables. Ainsi, les essais de laboratoires sont souvent considérés comme pessimistes et l'on admet qu'il est possible de se tromper d'un ou plusieurs ordres de grandeur sur les coefficients de perméabilité.

L'application des outils de l'analyse statistique et probabiliste aux problèmes de consolidation permet de progresser dans la compréhension des divergences possibles entre le calcul et les observations.

Le passage par une révision des modèles déterministes de calcul ou par la prise en compte des propriétés réelles des sols est nécessaire pour l'amélioration des méthodes de prévision.

Nous nous sommes proposé dans le présent travail d'examiner la deuxième démarche en utilisant l'approche probabiliste. Cette approche probabiliste tente une prise en compte de toutes les incertitudes affectant les propriétés des sols et permet de conférer à la décision de l'ingénieur une plus grande objectivité.

Pour atteindre cet objectif nous avons utilisé le logiciel OPTUM 2G. Pour diminuer le nombre de paramètres à caractériser, nous avons choisi de réaliser l'étude à un calcul de consolidation élastique dans la direction verticale, qui reste toujours un grand sujet d'intérêt en géotechnique.

Le logiciel de calcul OPTUM 2G permet le calcul du comportement au cours du temps des massifs de sol saturé d'un liquide interstitiel incompressible. Il est destiné au calcul des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles.

## *Références bibliographiques*

**Références bibliographiques**

- Asaoka, A. (1978).** Observational procedure of settlement prediction. *Soils and foundations*, 18(4), 87-101.
- Asaoka, A., & Suzuki, M. (1979).** Settlement prediction of extensive reclaimed land. In *International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, 3rd, 1979, Sydney, Australia* (Vol. 2).
- Babchia, M. Z. (1986).** *Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux* (No. 140).
- Barron, R. A. (1948).** Consolidation of fine-grained soils by drain wells.
- Biot, M. A. (1941).** General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, 12(2), 155-164.
- Biot, M. A. (1955).** Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. *Journal of applied physics*, 26(2), 182-185.
- Biot, M. A. (1956).** General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material. *J. appl. Mech*, 23(1), 91-96.
- Biot, M. A. (1956).** Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid. *Journal of Applied physics*, 27(5), 459-467.
- Biot, M. A. (1956).** Theory of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. 1. Low frequency range. *J. Acoust. Soc. Am.*, 28, 168-178.
- Biot, M. A. (1956).** Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II. Higher frequency range. *The Journal of the acoustical Society of America*, 28(2), 179-191.
- Biot, M. A. (1962).** Generalized theory of acoustic propagation in porous dissipative media. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 34(9A), 1254-1264.
- Biot, M. A. (1962).** Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. *Journal of applied physics*, 33(4), 1482-1498.

- Blight, G. (2009).** *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press.
- Bouafia, A. (2016).** MÉCANIQUE DES SOLS APPLIQUÉE PROBLEMES RÉSOLUS. Université Saâd Dahleb. Blida. 213 p.
- Cassan, M. (2000).** Utilisation de la statistique descriptive en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, (93), 21-34.
- Chang C.S., Soong T.T., (1979).** A probabilistic approach to consolidation analysis. Proc. 3rd ICASP. Sydney, 487-496p.
- Freeze, R. A. (1977).** Probabilistic one-dimensional consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(ASCE 13067).
- Gibson, R. E. (1958).** The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique*, 8(4), 171-182.
- Hansbo, S. (1960).** Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains. In *Swedish Geotechnical Institute Proc.*
- Harr, M. E. (1977).** *Mechanics of particulate media* (No. BOOK). McGraw-Hill.
- Houmadi y., (2011).** prise en compte de la variabilité spatial des paramètres géotechnique.unuversité aboubekre belkaide, Tlemcen .167P.
- Hutchinson, S. R., & Bandalos, D. L. (1997).** A Guide to Monte Carlo Simulation Research for Applied Researchers. *Journal of Vocational Education Research*, 22(4), 233-45.
- Hwang, D. (1981).** A PROBABILISTIC CONSOLIDATION ANALYSIS FOR EMBANKMENT FOUNDATIONS. PhD Thesis. University of Maryland, 355 p.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S., & Sivanesarwan, N. (1997).** Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21(9), 599-618.
- Indraratna, B., Bamunawita, C., Redana, I. W., & Balasubramaniam, A. S. (2001).** Modeling of vertical drains in soft clay. In *Proc. 3rd Int. Conf. on Soft Soil Enggr., Hong Kong* (pp. 329-338).

- Jack R. Benjamin, & Cornell, C. A. (1970).** *Probability, statistics, and decision for civil engineers*. McGraw-Hill.
- Jaouhar, E. M. (2012).** *Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers* (Doctoral dissertation, École Polytechnique de Montréal).
- Krabbenhøft, K., Lyman, A. V., & Krabbenhøft, J. (2016).** Optum G2 2016-User Manual.
- Leo, C. J. (2004).** Equal strain consolidation by vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(3), 316-327.
- LUMB, P. (1974).** *SOIL MECHANICS-NEW HORIZONS. CHAPTER 3: APPLICATION OF STATISTICS IN SOIL MECHANICS* (No. Textbook).
- Magnan, J. P. (2000).** Quelques spécificités du problème des incertitudes en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, (93), 3-9.
- Magnan, J. P., & Bagheri, S. (1982).** Étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous. *Revue Française de Géotechnique*, (20), 5-11.
- Magnan, J. P., & Bouheraoua, A. (1996).** Analyse probabiliste de la consolidation unidimensionnelle des sols. *Revue française de géotechnique*, (77), 19-30.
- Magnan, J. P., & Mahdavi, C. (1988).** Évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai sur sols mous. *Revue française de géotechnique*, (44), 29-42.
- Mahdavi, C. (1985).** *Analyse probabiliste du comportement des sols et des ouvrages. Evaluation des risques dans les études géotechniques de traces de remblais sur sols mous* (Doctoral dissertation).
- MEFTAH, K. (2008).** Cours et exercices de mécanique des sols.
- Nishimura S., Fujii H., Shimada K., (1993).** Settlement prediction using one-dimensional consolidation analysis with special reference to variability of soil parameters and observational procedure, Proceedings, ICOSSAR'93, Innsbruck, Structural safety and reliability, vol, 2051 -2054p.
- Schlosser, F. (1973).** La terre armée. *NOTE D'INF TECH.*

**Schlosser, F. (1983).** *Eléments de mécanique des sols.*

**Selmi, M., Ltifi, M., & Bel Hadj Ali, N. (2006).** Application de la méthode de Monte Carlo dans l'analyse de la stabilité des pentes. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG 2006)*, 27-29.

**Terzaghi, K., Mechanics, T. S., & Wiley, J. (1943).** Sons. *New York.*

**Velenik, Y. (2006).** Localization and delocalization of random interfaces. *Probability Surveys*, 3, 112-169.

**Zibani, F. (2012).** Effet de la variabilité des paramètres de sol sur le comportement des ouvrages de géotechnique (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).

## Résumé

La consolidation d'un sol fin saturé de faible perméabilité correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, sous l'effet de la surpression créée par une pression appliquée au massif. L'amélioration des méthodes de calcul de tassement en fonction du temps peut se faire soit par une révision des modèles déterministes et les lois de comportement, soit par une meilleure prise en compte des propriétés réelles des sols naturels, et notamment de leurs variations dans l'espace. Dans ce travail, on examine la deuxième démarche en utilisant l'approche probabiliste à l'aide d'un code de calcul OPTUM G2. Pour diminuer le nombre de paramètres à caractériser, on limite l'étude à un calcul de consolidation élastique dans la direction verticale, qui reste toujours un grand sujet d'intérêt en géotechnique. Le logiciel de calcul OPTUM 2G permet le calcul du comportement au cours du temps des massifs de sol saturé d'un liquide interstitiel incompressible. Il est destiné au calcul des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles. Quelques exemples simples sont traités à titre d'illustration.

---

## Abstract

The consolidation of a fine saturated soil of low permeability corresponds to the settlement as the pore water is evacuated, under the effect of the overpressure created by a pressure applied to the massif. The improvement of the computation method of settlement as a function of time can be done either by a revision of the deterministic models and the constitutive laws, or by a better taking into account the real properties of natural soils, and in particular of their variations in space. In this work, we examine the second approach using the probabilistic approach based on OPTUM G2 computer code. To reduce the number of parameters to be characterized, the study is limited to an elastic consolidation calculation in the vertical direction, which still remains a great subject of interest in geotechnics. The OPTUM 2G calculation software allows the calculation of the behavior over time of soil masses saturated with an incompressible interstitial liquid. It is intended for the calculation of displacements, stresses and pore pressures. Some simple examples are treated just for illustration.

---

## ملخص

يتوافق ترسيخ التربة المشبعة الدقيقة ذات النفاذية المنخفضة مع التسوية حيث يتم إخلاء المياه المسامية ، تحت تأثير الضغط الزائد الناتج عن الضغط المطبق على الكتلة الصخرية. يمكن تحسين طرق حساب التسوية كدالة للوقت إما عن طريق مراجعة النماذج الحتمية والقوانين التأسيسية ، أو عن طريق مراعاة الخصائص الحقيقية للتربة الطبيعية ، ولا سيما تنوعها في التربة. الفراغ. في هذا العمل، ندرس الطريقة الثانية باستخدام النهج الاحتمالي باستخدام كود كمبيوتر OPTUM G2 لتقليل عدد المعلمات التي يجب تمييزها ، تقتصر الدراسة على حساب التوحيد المرن في الاتجاه الرأسي ، والذي لا يزال موضوعاً مهماً في الجيوتقنية. يسمح برنامج حساب OPTUM 2G بحساب السلوك بمرور الوقت لكتل التربة المشبعة بسائل خلافي غير قابل للضغط. الغرض منه هو حساب الإزاحة والضغط وضغوط المسام. يتم التعامل مع بعض الأمثلة البسيطة للتوضيح.