

**Titre:** Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions  
Title: drainantes dans les résidus miniers

**Auteur:** Frédéric L.-Bolduc  
Author:

**Date:** 2012

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** L.-Bolduc, F. (2012). Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/867/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/867/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Michel Aubertin  
Advisors:

**Programme:** Génie minéral  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UNE ÉTUDE SUR L'UTILISATION DES ROCHES STÉRILES COMME  
INCLUSIONS DRAINANTES DANS LES RÉSIDUS MINIERS

FRÉDÉRICK L.-BOLDUC

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

JUIN 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

UNE ÉTUDE SUR L'UTILISATION DES ROCHES STÉRILES COMME  
INCLUSIONS DRAINANTES DANS LES RÉSIDUS MINIERS

Présenté par : L.-BOLDUC Frédéric

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D, président

M. AUBERTIN Michel, Ph.D, membre et directeur de recherche

M. JAMES Michael, Ph.D, membre

## REMERCIEMENTS

Je désire sincèrement remercier mon directeur de recherche, le professeur Michel Aubertin, pour sa disponibilité, sa compréhension et son soutien constant. Je me considère privilégié de l'avoir eu comme superviseur de recherche et j'ai appris énormément lors des deux ans passés en sa compagnie. J'aimerais remercier également Anik Trépanier et Alexandre David qui m'ont apporté leur support et leur ingéniosité lors de mes travaux de laboratoire. Un gros merci à Bibiana pour sa présence, son soutien et son énergie contagieuse. Un merci tout spécial à Fabienne qui a été présente tout au long de mon parcours académique. Finalement, merci à tous les étudiants, amis et membres de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT (Environnement et gestion des rejets miniers) qui ont rendu cette maîtrise si agréable à réaliser. Ce projet a bénéficié d'un financement provenant du FQRNT (par le biais d'une bourse d'étude) et de la Chaire.

## RÉSUMÉ

L'industrie minière génère de grandes quantités de rejets solides tels les roches stériles et les rejets de concentrateur. La gestion sécuritaire de ces rejets est un enjeu important. Les roches stériles sont typiquement entreposées dans des haldes alors que les résidus issus du traitement du minerai sont pompés sous forme de boue à l'intérieur du parc à résidus qui est ceinturé de digues. Ces résidus lâches et saturés, à granulométrie fine, se consolident lentement sous leur propre poids, ce qui augmente leur densité et leur résistance.

Pour réduire les risques de nature géotechnique reliés à l'entreposage de surface des résidus miniers, on peut modifier le design des bassins en y ajoutant des inclusions drainantes composées de roches stériles à granulométrie grossière. Cette technique engendre plusieurs avantages, incluant l'accélération de la consolidation des résidus miniers fins. Les inclusions drainantes offrent un chemin de drainage préférentiel pour la dissipation des pressions d'eau en excès puisque leur conductivité hydraulique est plus de 100 fois supérieure à celle des résidus en raison de leur granulométrie grossière très étalée. Cela permet d'augmenter plus rapidement le degré de consolidation et la résistance des résidus et ainsi réduire les risques géotechniques.

Cette technique de codisposition est un nouveau domaine de recherche. Des travaux récents de modélisation conceptuelle ainsi que des essais sur table sismique avec des inclusions de sable ont démontré la validité du concept. L'objectif de ce projet est de poursuivre ces travaux en abordant l'effet des inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus miniers en se basant sur un cas réel. Un programme d'essais a été mené pour caractériser les propriétés des résidus et des stériles provenant de la mine Osisko située à Malartic, au Québec. Ces propriétés ont ensuite été utilisées pour simuler l'influence d'inclusions drainantes ajoutées dans un parc à résidus. Cette analyse permet de dégager les éléments importants qui affectent la consolidation de résidus miniers à proximité d'inclusions drainantes.

Le programme d'essais de laboratoire a permis de définir les propriétés hydrogéotechniques des matériaux (résidus et roches stériles). Ce programme incluait notamment le développement d'un

montage d'essai de consolidation en colonnes pour déterminer les caractéristiques de consolidation des résidus. Six essais de consolidation ont été faits avec ce dispositif. Les résultats obtenus de ces essais et des autres mesures réalisés sont ici comparés aux valeurs tirées de la littérature et à celles issues de modèles prédictifs (pour la conductivité hydraulique).

Par la suite, deux des six essais de consolidation en colonnes ont été simulés avec le code numérique d'éléments finis SIGMA/W 2007 (Geo-Slope Inc.). Ces modélisations ont montré la capacité du code de bien reproduire les résultats observés lors des essais de consolidation au laboratoire avec les modèles de comportement Élastique Plastique (EP) et Cam Clay modifié (CCM). L'effet du contact frictionnel le long de la paroi ainsi que la présence d'une plaque au sommet ont été étudiés. Les résultats de ces simulations montrent que l'impact de ces facteurs était négligeable sur les résultats d'essais. Cette démonstration a permis de valider, en partie, l'utilisation du code numérique pour simuler la consolidation des résidus miniers.

Les propriétés des matériaux caractérisés ont été utilisées pour simuler la consolidation des résidus à proximité d'une inclusion de roches stériles. Il a ainsi été montré que les inclusions accéléraient la vitesse de consolidation des résidus miniers sur une distance égale à environ deux fois la hauteur des résidus. L'ampleur de l'accélération de la consolidation dépend de la distance des résidus par rapport à l'inclusion. Les simulations indiquent aussi qu'en raison de la grande rigidité des roches stériles, l'inclusion réduit la déformation et le tassement des résidus sur une distance d'environ 15 à 20 m (pour une épaisseur de 45 m). Les caractéristiques des matériaux et la vitesse de remplissage retenues ici ne produisent pas d'accumulation de pression d'eau en excès dans les résidus sur une période de 15 ans; les pressions d'eau sont hydrostatiques à la fin de chaque année. Ce comportement a été vérifié avec l'équation analytique de Gibson (1958) pour la consolidation lors d'un remplissage progressif.

Une analyse paramétrique indique que la conductivité hydraulique saturée des résidus  $k_{sat}$ , l'indice de compression des résidus  $C_C$  et la vitesse de déposition des résidus sont les facteurs qui influencent le plus l'efficacité du système d'inclusions, qui vise à accélérer la consolidation des résidus miniers. Augmenter la valeur de  $k_{sat}$  augmente la vitesse de consolidation, alors qu'une

augmentation de la valeur de  $C_c$  et de la vitesse de mise en place diminue le degré de consolidation à un temps donné. Le module de Young  $E$  des inclusions ainsi que leur forme a un impact négligeable sur la consolidation des résidus. La présence d'une zone de transition dans les inclusions produit un certain effet sur le temps de consolidation des résidus, particulièrement à proximité des inclusions; cet effet est contrôlé par la conductivité hydraulique de la zone de transition et non par sa largeur.

Les résultats de cette recherche répondent aux objectifs fixés et à plusieurs questions relatives à l'influence des inclusions drainantes. Elle a permis de mieux comprendre le comportement des résidus miniers en phase de consolidation à proximité d'inclusions de roches stériles, à partir de paramètres basés sur un cas réel. Ces résultats ainsi que le montage d'essai développé ici pourront servir pour de futurs travaux.

## ABSTRACT

The mining industry generates large quantity of waste materials such as waste rock and tailings. Those by-products may potentially be harmful to the environment and need to be safely contained. Waste rock is conventionally stored in piles on the surface while the tailings produced by the milling facilities are pumped as slurry inside an impoundment surrounded by dikes. Such saturated tailings tend to consolidate under their own weight after their deposition, increasing their density and resistance with time. Mine tailings can be problematic to manage as they contain a high proportion of fine particles, which give them complex geotechnical properties that can lead to dike failure in extreme cases.

The design of a tailings impoundment can be modified to reduce the geotechnical risks by placing inclusions of coarse grained waste rock inside the pond. This technique offers many advantages such as increasing the consolidation rate of fine tailings. The inclusions of waste rock offer preferential drainage pathways to dissipate the excess pore water pressure inside the impoundment, as their saturated hydraulic conductivity is 100 to 1000 higher than that of tailings due to their coarser grain size. This phenomenon increases the consolidation rates and the resistance of the tailings, thus decreasing geotechnical risks.

The co-disposition of waste rock and tailings is a recent research domain. Previous work on tailings tested on a seismic table and conceptual numerical modeling with simplified material properties has demonstrated the validity of this concept. The objective of this research project was to investigate the effects of waste rock inclusions on the consolidation of tailings using data coming from an actual mine site. Tailings and waste rock samples were obtained from the Osisko Malartic mine located in the province of Quebec, and characterized in the laboratory. The measured properties were used to simulate the use of waste rock inclusions in a tailings impoundment. This analysis increases our understanding of the parameters affecting the consolidation of tailings near a waste rock inclusion.

More specifically, laboratory tests were performed on tailings and waste rock samples to obtain key hydrological and geotechnical properties. The laboratory testing program included the development of an experimental setup to perform consolidation tests in a column to determine the consolidation properties of the tailings; six tests were performed with this setup. The experimental results of the consolidation tests as well as of other tests have been compared with results taken from the literature and obtained from predictive models (for the saturated hydraulic conductivity).

Two of the six consolidation tests were then simulated using a finite element program (SIGMA/W 2007, Geo-Slope Inc.). These simulations show that this numerical code is able to reproduce the results obtained during the laboratory tests using the Elastic Plastic (EP) and the Cam Clay Modified constitutive laws. The frictional effect along the side of the column and the presence of a rigid surface plate were also studied. These results were used to validate the capacity of the numerical code to simulate consolidation of mine tailings.

The properties of the materials obtained from the laboratory tests were then used to simulate the consolidation of the tailings near a waste rock inclusion. The results indicate that presence of an inclusion accelerates the consolidation rate of tailings over a distance approximately equal to twice their thickness. The magnitude of the acceleration of excess pore water dissipation depends on the distance from the inclusion. The simulation also indicates that the strain and the displacement of the tailings are reduced over a distance of about 15 m from the inclusion (for a total thickness of 45 m) due to the higher stiffness of the waste rock. For the imposed conditions, the average properties of the tested materials do not lead to an accumulation of excess pore water pressure, over a period of 16 years; the pore water pressure at the base of the tailing returns to an hydrostatic state at the end of each year. This behavior was confirmed using the analytical/graphical solution of Gibson (1958) for the consolidation problem with continuous deposition at a constant rate.

A parametric study was also conducted. It shows that the saturated hydraulic conductivity  $k_{sat}$ , the compression index  $C_C$ , and the deposition rate of the tailings are the main factors that affect

the efficiency of an inclusion to increase the consolidation rate of mine tailings. Increasing the value of  $k_{sat}$  increases the consolidation rate while increasing the value of  $C_C$  and the deposition rate decreases the degree of consolidation at a given time. The Young modulus  $E$  of the waste rock and the shape of the inclusions have a negligible impact on the consolidation of the tailings. The presence of a transition zone inside the inclusions may have an effect on the power water dissipation rate near the inclusion; this effect is controlled by the hydraulic conductivity of the transition zone, but not by its width.

The results of this research project have met the initial objectives and provided some answers to important questions relative to the influence of waste rock inclusions on the consolidation of tailings. These results contribute to a better understanding of the behaviors of tailings during their primary consolidation phase, away and near waste rock inclusions, based on actual material parameters. Those results as well as the experimental setup that was developed here should be useful for future work on this subject.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS .....	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT.....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXVIII
LISTE DES ANNEXES.....	XXXIII
CHAPITRE 1- INTRODUCTION .....	1
1.1    Projet de recherche .....	2
1.2    Contenu du mémoire .....	3
CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE .....	5
2.1    Phénomène de consolidation .....	5
2.1.1    Théorie originale de Terzaghi .....	10
2.1.2    Consolidation avec remplissage progressif .....	18
2.1.3    Vitesse de consolidation .....	20
2.2    Consolidation avec drains verticaux .....	24
2.2.1    Accélération de la consolidation .....	25
2.2.2    Drainage radial .....	26
2.2.3    Représentation simplifiée de drains verticaux .....	27
2.2.4    Zone de remaniement et de transition .....	29
2.2.5    Effet de puits .....	33

2.2.6 Solutions analytiques pour la consolidation de sols argileux à l'aide de drains sableux .....	34
2.2.7 Surcharge progressive .....	42
2.2.8 Consolidation avec drains de gravier .....	48
2.2.9 Modèles de drainage et consolidation en déformation plane (2D).....	52
2.3 Rejets de mines de roches dures.....	57
2.3.1 Résidus miniers .....	57
2.3.2 Roches stériles.....	62
2.3.3 Codisposition des résidus et des stériles .....	64
2.4 Conductivité hydraulique des rejets miniers saturés .....	66
2.4.1 Prédiction de la conductivité hydraulique des résidus miniers .....	67
2.4.2 Prédiction de la conductivité hydraulique saturée des stériles .....	68
2.5 Modélisation numérique avec SIGMA/W 2007.....	69
2.5.1 Modèles de comportement .....	70
CHAPITRE 3 - MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODOLOGIE .....	79
3.1 Caractérisation des résidus miniers .....	79
3.1.1 Densité relative des grains.....	80
3.1.2 Classification des résidus .....	82
3.1.3 Essai de compaction .....	86
3.1.4 Essais de perméabilité en cellules triaxiales .....	87
3.1.5 Essais de consolidation en colonne .....	91
3.2 Caractérisation préliminaire des stériles .....	95
3.2.1 Densité relative des grains ( $D_r$ ) .....	95
3.2.2 Analyse granulométrique .....	96
3.2.3 Essais de perméabilité en colonne.....	96

3.3 Dernières remarques.....	98
CHAPITRE 4 - RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX .....	99
4.1 Propriétés géotechniques des résidus miniers .....	99
4.1.1 Propriétés de base.....	99
4.1.2 Essais de compaction .....	103
4.1.3 Conductivité hydraulique .....	105
4.1.4 Paramètres de consolidation.....	108
4.2 Propriétés des roches stériles.....	118
4.2.1 Analyses granulométriques .....	118
4.2.2 Densité relative.....	119
4.2.3 Essais de perméabilité .....	120
CHAPITRE 5 - SIMULATIONS NUMÉRIQUES DE LA CONSOLIDATION DES RÉSIDUS .....	124
5.1 Simulations des essais de consolidation en colonne .....	124
5.1.1 Paramètres du modèle numérique .....	125
5.1.2 Analyse des tassements .....	131
5.1.3 Dissipation des pressions d'eau.....	137
5.1.4 Effets de l'angle de friction de l'interface.....	141
5.1.5 Effets des conditions frontières imposées au sommet.....	145
5.1.6 Effet du modèle de comportement .....	148
5.1.7 Effet de la paroi verticale .....	155
5.1.8 Remarques complémentaires.....	158
5.2 Simulation de la consolidation des résidus miniers à proximité d'inclusions drainantes ..	159
5.2.1 Modèle conceptuel .....	159
5.2.2 Cas de base .....	161

5.2.3 Analyse des tassements et déformation pour cas de base .....	164
5.2.4 Analyse des pressions interstitielles et des contraintes effectives.....	175
5.2.5 Discussion sur la zone d'influence de l'inclusion.....	188
<b>CHAPITRE 6 - ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....</b>	<b>190</b>
6.1 Modèle de comportement Élastique Plastique (cas 1) .....	192
6.2 Effets de la conductivité hydraulique saturée des résidus (cas 2).....	211
6.3 Effets de l'indice de compression $C_C$ (cas 3) .....	215
6.4 Effet de la rigidité des inclusions (cas 4) .....	224
6.5 Effet d'une zone de transition (cas 5).....	238
6.6 Géométrie des inclusions (cas 6).....	243
6.7 Vitesse de remplissage des résidus (cas 7).....	249
6.8 Analyse et discussion des résultats.....	257
<b>CHAPITRE 7- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>262</b>
7.1 Conclusion.....	262
7.2 Recommandations .....	266
<b>RÉFÉRENCES .....</b>	<b>268</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>281</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Synthèse de quelques études sur l'influence de la zone de remaniement et le facteur de réduction de la conductivité hydraulique horizontale dans la zone remaniée lors de l'installation de drains de sable à l'aide de mandrins.....	30
Tableau 2.2: Résumé des propriétés physiques des rejets de concentrateur de mines de roches dures. Données provenant de Bussière (2007), présentation adaptée de Pépin (2010).....	58
Tableau 2.3 : Sommaire des résultats de caractérisation hydrogéologique sur les stériles de la mine Tio. Bussière et al. (2011) et travaux de Peregeodova (2012).....	62
Tableau 4.1 : Teneur en eau et densité de pulpe des résidus de quatre chaudières. .....	100
Tableau 4.2: Densité relative des grains solides pour quatre échantillons de résidus.....	101
Tableau 4.3 : Caractéristiques granulométriques moyennes des quatre échantillons de résidus.	102
Tableau 4.4 : Résultats des essais de compaction Proctor pour les résidus miniers. .....	104
Tableau 4.5 : Valeurs de conductivité hydraulique saturée mesurées en cellules triaxiales.....	105
Tableau 4.6 : Valeurs de la conductivité hydraulique mesurée et prédictes pour les 4 échantillons de résidus miniers.....	107
Tableau 4.7 : Paramètres de consolidation pour chacun des essais de consolidation. ....	111
Tableau 4.8a : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 1.....	113
Tableau 4.9 : Comparaison des diverses valeurs de conductivité hydraulique saturée des résidus miniers.....	116
Tableau 4.10 : Valeur de la densité relative $D_r$ pour les roches stériles (voir définition à la section 3.2.1). .....	119
Tableau 4.11 : Valeur de la conductivité hydraulique saturée des stériles mesurées en grande colonne. ....	120
Tableau 4.12 : Paramètres mesurés au démontage de la colonne. ....	120
Tableau 4-13 : Paramètres granulométriques des deux échantillons prélevés dans la colonne de stériles.....	122

Tableau 4-14: Valeurs de la conductivité hydraulique mesurées et prédites. ....	123
Tableau 5.1 : Paramètres utilisés dans SIGMA/W pour simuler le cas de base de l'essai de consolidation 5 avec le modèle de comportement CCM.....	130
Tableau 5.2 : Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès; comparaison entre les valeurs simulées (modèles) avec loi de comportement CCM (avec $\phi'=20^{\circ}$ à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4). ....	140
Tableau 5.3 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la contrainte de surcharge appliquée pour les paliers de l'essai de consolidation 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction de l'interface ( $\phi'=20^{\circ}$ et $\phi'=30^{\circ}$ ), à deux distances différentes à partir de la paroi (x=0,1 cm et x =5 cm). ..	142
Tableau 5.4: Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès. Comparaison entre les valeurs simulées avec le modèle de comportement CCM (avec $\phi'=30^{\circ}$ à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4). ....	144
Tableau 5.5 : Déplacement de la surface des résidus (mm) en fonction de la contrainte de surcharge appliquée (kPa) pour les paliers de l'essai de consolidation 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés selon deux manières d'appliquer la contrainte (avec la plaque rigide au sommet et directement), à deux distances différentes à partir de la paroi (x=0,1 cm et x=5 cm).....	147
Tableau 5.6 : Paramètres utilisés pour simuler le cas de base de l'essai 5 avec le modèle de comportement EP (Mohr-Coulomb) et le code SIGMA/W. ....	149
Tableau 5.7 : Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès. Comparaison entre les valeurs simulées avec le modèle de comportement EP (avec $\phi'=20^{\circ}$ à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4). ....	154
Tableau 5.8 : Paramètres utilisés dans la simulation numérique du cas de base.....	163

Tableau 5.9: Temps nécessaire (jours) pour atteindre  $U= 50\%$  et  $U=90\%$  pour des points situés à différentes distances horizontales  $X$  (m). La partie colorée représente la limite approximative de la zone où l'inclusion affecte le temps de dissipation des pressions d'eau (a) : Points situés à la base du bassin. (b) : Points situés à la mi-hauteur du bassin de résidus.

..... 186

Tableau 6.1 : Caractéristique des analyses effectuées avec les valeurs des paramètres

utilisées..... 191

Tableau 6.2 : Temps nécessaire (jours) pour obtenir un degré de consolidation de 90% à la base des résidus ( $Z=0$ ) pour différentes couches, avec les modèles EP et CCM. La zone ombrée représente l'extension de la zone d'influence des inclusions où la consolidation n'est plus affectée par les inclusions. ..... 210

Tableau 6.3 Temps nécessaire (jours) pour obtenir un degré de consolidation de 90% à la base des résidus ( $Z=0$ ) lors de la déposition des couches 5, 10 et 15 avec différentes valeurs de  $k_{sat}$  (cas 2-1 et 2-2). La zone ombrée représente la zone d'influence des inclusions où la consolidation n'est plus affectée par l'inclusion. ..... 213

## LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Exemple d'un graphique de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective pour déterminer le coefficient de compressibilité ( $a_v$ ) (adapté de Holtz et Kovac, 1991). ....	8
Figure 2-2: Exemple d'un graphique de l'indice des vides en fonction du log de la contrainte verticale effective, utilisé pour déterminer l'indice de compression ( $C_C$ ) (adapté de Holtz et Kovac, 1991) .....	9
Figure 2-3: Courbes isochrones pour une couche verticale en consolidation dans laquelle les pressions d'eau initiale ( $u_0$ ) sont uniformes. Cas pour une couche drainante aux deux extrémités et drainante à une extrémité (Adapté de Craig 2004). ....	15
Figure 2-4 : Degré de consolidation moyen dans la direction verticale $\bar{U}_v$ en fonction du facteur temps $T_v$ (Adapté de Craig 2004). ....	17
Figure 2-5 : Distribution initiale de la pression d'eau en excès pour les 3 courbes montrées à la figure 2-4 (Adapté de Craig 2004). ....	17
Figure 2-6 : Relation proposée par Gibson (1958) pour la surpression d'eau selon l'élévation pour divers facteurs temps, pour les cas avec fonds imperméable (gauche) et perméable (droite) (solution de Gibson, 1958; adaptée de Pedroni, 2011; voir aussi Blight, 2010). ....	19
Figure 2-7: Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation $c_v$ selon la technique de Cassagrande à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991). ....	22
Figure 2-8 : Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation $c_v$ selon la technique de Taylor (1948) à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991). ....	23
Figure 2-9 : Application de drains verticaux pénétrant totalement dans la couche (vue en coupe, adaptée de McCarthy, 2007). ....	24
Figure 2-10 : Géométrie de drains de sable en disposition triangulaire. Vue en plan de plusieurs drains et cellules correspondantes (Adaptée de Leo 2004). ....	25

Figure 2-11 : Représentation simplifiée du problème de consolidation avec drains verticales. (Adaptée de Han et Ye, 2002).....	28
Figure 2-12 : Représentation du problème du drainage vertical avec zone de transition (adapté de Leo, 2004). .....	31
Figure 2-13 : Modèle proposé contenant une zone remaniée, une zone de transition et une zone non remaniée (adapté de Basu et al., 2001).....	32
Figure 2- 14 : Exemple de chargement progressif (adapté de Leo, 2004). .....	43
Figure 2-15 a-b : Exemple d'une fonction de chargement qui dépend du temps (tiré de Conté et Troncone (2009).....	47
Figure 2-16: Exemples de valeurs du degré de consolidation en fonction du temps obtenues pour des drains verticaux rocheux selon diverses solutions (Adapté de Han et Ye 2002).....	51
Figure 2-17 : Transformation d'un modèle axisymétrique en un modèle planaire 2D (Adaptée de Indraratna et Redena, 1997). .....	53
Figure 2-18 : Courbes granulométriques de résidus provenant de mines en roches dures canadiennes, avant déposition dans un parc à résidus (Bussière, 2007). .....	59
Figure 2-19 : Déposition ponctuelle et par lance à robinet (Aubertin et al., 2002a).....	61
Figure 2- 20 : Déposition par hydrocyclone (Aubertin et al., 2002a). .....	61
Figure 2-21 : Diverses configurations de haldes à stériles (Aubertin et al., 2002a). .....	63
Figure 2-22 : Illustration conceptuelle d'un bassin de résidus avec inclusions de roches stériles (adaptée de James et Aubertin, 2010). .....	64
Figure 2-23: Relations contrainte-déformation axiale des modèles de comportement inclus dans le logiciel Sigma/W (Geo-Slope International, 2008).....	71
Figure 2-24 : Relation contrainte-déformation axiale pour un comportement élastique-parfaitement plastique (Adaptée de Potts et Zdravkovic, 1999). .....	73
Figure 2-25 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb en fonction des contraintes de cisaillement et des contraintes normales (Adapté de Potts et Zdravkovic, 1999).....	74

Figure 2-26 : Définition de certains paramètres du modèle Cam-Clay Modifié (Adapté de Wood, 1990).....	77
Figure 2- 27 : Fonction de rupture pour le modèle Cam-Clay Modifié (Adapté de Wood, 1990).78	
Figure 3-1 : Essai de sédimentation avec l'hydromètre dans le cylindre de référence contenant l'eau distillée.....	83
Figure 3-2 : Cellule triaxiale avec l'échantillon de résidus enveloppé dans sa membrane étanche. ....	88
Figure 3-3 : Cellule triaxiale (sur la table) reliée au panneau de burettes (à gauche) utilisé pour les essais de perméabilité.....	89
Figure 3-4 : Montage utilisé pour les essais de consolidation en colonne; voir la description des composantes numérotées dans le texte.....	92
Figure 3-5: Colonne reposant sur une balance utilisée lors de l'essai de perméabilité sur les stériles.....	97
Figure 4-1: Courbes granulométriques moyennes des 4 échantillons de résidus miniers.....	102
Figure 4-2 : Courbes de compaction Proctor modifiée obtenues sur deux échantillons du résidu minier; à noter la relation du résidu saturé (zav; $e = w^* D_r$ ).....	104
Figure 4-3 : Les valeurs mesurées et prédictes de la conductivité hydraulique (échelle log) en fonction de l'indice des vides $e$ .....	106
Figure 4-4 : Courbes de consolidation dans le plan $e - \sigma'_v$ pour les essais 1 à 3.....	108
Figure 4-5 : Courbes de consolidation dans le plan $e - \sigma'_v$ pour les essais 4 à 6.....	109
Figure 4-6 : Courbes de consolidation dans le plan $e - \log \sigma'_v$ pour les essais 1 à 3. ....	109
Figure 4-7 : Courbes de consolidation dans le plan $e - \log \sigma'_v$ pour les essais 4 à 6. ....	110
Figure 4-8 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps pour chaque palier de chargement de l'essai 6; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de $c_v$ selon la technique de (a) Cassagrande (b) Taylor .....	112
Figure 4-9 : Courbe granulométrique d'un échantillon de roches stériles. ....	118

Figure 4-10 : Courbes granulométriques des échantillons prélevés dans la partie inférieure et supérieure de la colonne utilisée pour les essais de perméabilité. ....	122
Figure 5-1 : Géométrie, conditions aux frontières et maillage pour le modèle de consolidation en colonne (axisymétrique). Modèle pour les conditions initiales (gauche) et les conditions lors du chargement (à droite).....	127
Figure 5-2: Palier de chargement utilisé pour la simulation d'un essai de consolidation en colonne (essais 5 et 6) avec le logiciel SIGMA/W 2007. ....	128
Figure 5-3 : Résultats de la simulation de l'essai de consolidation en colonne 5 avec le code numérique SIGMA/W. (a) : Isocontours du déplacement vertical à la fin du palier de chargement 1 après 5 heures. (b) : Isocontours du déplacement vertical à la fin du palier de chargement 8 après 40 heures. ....	131
Figure 5-4 : Déplacement vertical de l'échantillon à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 5 en fonction de la distance horizontale. Les hauteurs sont mesurées à partir de la base de l'échantillon pour les différentes courbes. ....	132
Figure 5-5 : Déplacement de la surface (mm) à la fin de chaque palier en fonction de la contrainte verticale appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats de la simulation pour deux distances horizontales différentes ( $x=0,1$ cm et $x=5$ cm) mesurées à partir de la paroi.....	133
Figure 5-6 : Déplacement d'un point à la surface (m) des résidus en fonction du temps (min) lors de l'essai 5. Les différentes courbes représentent les tassements à différentes distances horizontales à partir de la paroi. Le tassement mesuré au laboratoire à la fin de chaque palier est ajouté.....	134
Figure 5-7a: Indice des vides simulé et expérimental à la fin de chaque palier de chargement pour l'essai de consolidation en colonne 5 (échelle semi-log). Les courbes représentent différentes positions dans la colonne (mesurées à partir de la base). Les résultats expérimentaux sont calculés à partir du changement de volume de l'échantillon lors de l'essai.....	135

Figure 5-8 : Courbes isochrones des pressions (kPa) d'eau simulées en fonction de l'élévation (m) et du temps pour le palier de chargement 3 de l'essai 5; l'élévation est mesurée à partir de la base de l'échantillon. ....	137
Figure 5-9 : Simulation des pressions d'eau (kPa) en fonction du temps (min) à diverses élévations pour le troisième palier de chargement de l'essai 5; les élévations sont mesurées à partir de la base de l'échantillon; les données de laboratoire sont mesurées à la base de la colonne. ....	138
Figure 5-10 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la contrainte appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction à l'interface ( $\phi'=20^\circ$ et $\phi'=30^\circ$ ), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1$ cm et $x=5$ cm).....	141
Figure 5-11 : Déplacement cumulé de la surface à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 5. Les différentes courbes comparent les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction à l'interface ( $\phi'=20^\circ$ et $\phi'=30^\circ$ ), à différentes distances verticales à partir de la base de la colonne.....	143
Figure 5-12 : Déplacements verticaux lorsque la contrainte de surcharge est directement appliquée aux résidus (sans plaque rigide) lors de la simulation de l'essai 5. (a) : Isocontours à la fin du palier 1 (b) : Isocontours à la fin du palier 7.....	145
Figure 5-13 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la surcharge appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux techniques d'application de la contrainte sur les résidus (avec la plaque rigide et directement), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1$ cm et $x=5$ cm). ....	146
Figure 5-14 : Évolution du module de Young E (kPa) des résidus en fonction de la contrainte effective verticale $\sigma'_v$ (kPa) appliquée; ces valeurs sont utilisées avec le modèle Élastique Plastique. ....	150
Figure 5-15 : Isocontours obtenus lors de la simulation de l'essai 5 avec le modèle de comportement EP (MC). (a) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 1 (5 heures). (b) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 8 (40 heures). (c) : Déformation verticale lors de l'application du palier 8 (à la fin du palier). ....	151

Figure 5-16 : Déplacement cumulatif (m) d'un point situé à la surface des résidus au centre de l'échantillon en fonction du temps (min) pour les modèles EP (Mohr-Coulomb) et CCM, et les valeurs mesurées au laboratoire lors de l'essai 5 de consolidation en colonne. ....	152
Figure 5-17 : Isocontours du tassement (m) obtenus lors de la simulation de l'essai 5 avec le modèle de comportement CCM, sans la zone d'interface et la paroi. (a) : Tassement cumulatif vertical (m) immédiatement après l'application du palier 3 (b) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 3.....	155
Figure 5-18 : Déplacement cumulatif (m) d'un point situé à la surface des résidus au centre de l'échantillon en fonction du temps (min) lors de la modélisation de l'essai 5 avec et sans paroi; valeurs simulées et mesurées. ....	156
Figure 5-19 : Dissipation des pressions d'eau (kPa) en fonction du temps (min) à la base de l'échantillon pour le troisième palier de chargement de l'essai 5. Comparaison pour deux conditions frontières différentes (avec et sans paroi et zone d'interface); valeurs simulées et mesurées. ....	157
Figure 5-20 : Représentation schématique du problème de consolidation des résidus près d'une inclusion de roches stériles (pas à l'échelle). ....	160
Figure 5-21 : Représentation conceptuelle du problème de consolidation des résidus près d'une inclusion de stériles, telle que simulée avec le code SIGMA/W 2007 (pas à l'échelle). ....	160
Figure 5-22 : Modèle numérique (pas à l'échelle) utilisé pour la simulation de la consolidation des résidus à proximité d'une inclusion de roches stériles (cas de base); déposition des résidus à l'an 2. La maille des éléments finit n'apparaît pas à la figure (voir Annexe 8)....	162
Figure 5-23 : Isocontours obtenus lors de la déposition au temps t=5,99 ans. Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu. Dimensions : environ 15 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y). (c) : Déformation horizontale (en X). ....	165
Figure 5- 24: Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 15 <sup>e</sup> couche de résidus (t=15 ans). Dimensions : environ 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y).....	166

Figure 5-25 : Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 15 <sup>e</sup> couche de résidus, à la fin de la dernière année de déposition (t=15,99 ans). Dimensions : environ 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y).....	167
Figure 5-26: (a) Déplacement vertical à la surface des résidus en fonction de la distance horizontale (x=0 à 75 m) au temps t=5,99, 10,99, 15,99 ans (b) Déformation verticale de la couche de surface. ....	169
Figure 5-27 : (a) Déplacement (m) en surface en fonction du temps (jours), lors de la mise en place des couches de résidus 5 et 15 sur une période de 1 an. Les courbes sont montrées pour des points situés à des distances horizontales de 7 m et 75 m dans les résidus à partir de l'interface de l'inclusion (b) : Évolution de la déformation verticale (Y) en fonction du temps. ....	171
Figure 5-28 : Déformation verticale (Y) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la 15 <sup>e</sup> couche de résidus à une distance horizontale de 100 mètres de l'interface de l'inclusion. Les courbes sont présentées pour différentes hauteurs mesurées à partir de la base, correspondant au sommet des couches.....	173
Figure 5-29 : Isocontours de la pression interstitielle (kPa) simulés avec SIGMA/W (2007). Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu (a) t=5 ans (b) t=5,99 ans (c) t=15 ans (d) : t=15,99 ans. ....	176
Figure 5-30 : Isocontours de la contrainte verticale effective (kPa). Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu. (a) t=5 ans (b) t=5,99 ans (c) t=15 ans (d) t=15,99 ans. ....	178
Figure 5-31 : Isocontours des contraintes de cisaillement (kPa) (a) t=10,99 ans (b) t=15,99 ans	179
Figure 5-32 : Pression interstitielle à la base du bassin de résidus pour t=0 à t=16 ans, pour différentes distances horizontales X.....	180
Figure 5-33 : Pression interstitielle à la base du bassin de résidus pour différentes distances horizontales X. (a) t=6 à t=8,99 ans (b) t=11 à t=13,99 ans,.....	181
Figure 5-34 : Degré de consolidation (%) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15 à différentes distances horizontales X (a) : Points situés à la base des résidus (b) Points situés au milieu des résidus (Y=22,5 m). .....	183

Figure 5-35 : Degré de consolidation (%) en fonction du temps (jours) à la base du bassin lors de la déposition à différentes distances horizontales X (a) : Couche déposée à l'année 10 (b) : Couche déposée à l'année 5 .....	184
Figure 6-1 : Isocontours au temps $t=5,99$ ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP).	
(a) Déplacement vertical cumulatif 5 <sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale (Y).....	192
Figure 6-2 : Isocontours au temps $t=15$ ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP).	
(a) Déplacement vertical cumulatif 15 <sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale (Y). .....	193
Figure 6-3 : Isocontours au temps $t=15,99$ ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP).	
(a) Déplacement vertical cumulatif 15 <sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale (Y). .....	194
Figure 6-4 : (a) Déplacement vertical à la surface des résidus en fonction de la distance horizontale (de $X=0$ à 95 m) aux temps $t=5,99$ ans, 10,99 et 15,99 ans. Cas 1-1 (modèle EP).	
(a) (b) Déformation verticale (Y) correspondante.....	196
Figure 6-5 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à $X=2$ m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps $t=15,99$ ans sur :	
(a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).....	198
Figure 6-6 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à $X=15$ m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps $t=15,99$ ans sur :	
(a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).....	199
Figure 6-7 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à $X=75$ m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps $t=15,99$ ans sur :	
(a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).....	200
Figure 6-8 : Isocontours de la pression interstitielle (kPa); modèle EP (cas 1-1) (a) : $t=15$ ans (b) : $t=15,99$ ans. .....	204
Figure 6-9 : Isocontours des contraintes verticales effectives (kPa); modèle EP (cas 1-1) (a) : $t=15$ ans (b) : $t=15,99$ ans. .....	205
Figure 6-10 : Isocontours des contraintes de cisaillement (kPa) à différents temps; modèle EP (cas 1-1) (a) $t=5,99$ ans (b) $t=10,99$ ans (c) $t=15,99$ ans. .....	206

Figure 6-11 : U (%) à la base des résidus en fonction du temps (jours). Loi de comportement EP (Mohr Coulomb), cas 1-1. (a) t=5 à 5,99 ans (b) t=10 à 10,99 ans (c) t=15 à 15,99 ans. ....	207
Figure 6-12 : U (%) à la base des résidus en fonction du temps (jours) et de la distance X (m). Loi de comportement EP, cas 1-1. (a) t=5 à 5,99 ans (b) t=10 à 10,99 ans (c) t=15 à 15,99 ans .....	209
Figure 6-13 : U (%) à la base des résidus en fonction du temps (jours); $k_{sat}=1*10^{-4}$ cm/s (cas 2-1) et $k_{sat}=1*10^{-6}$ cm/s cas (2-2). (a) t=5 à 5,99 ans (b) t=10 à 10,99 ans (c) t=15 à 15,99 ans. 212	
Figure 6-14 : Effet de l'indice de compression $C_C$ , représenté par $\lambda$ (Cas 3-1 et 3-2) en fonction de la distance horizontale (m) sur (a) les déplacements verticaux à la surface au temps t=5,99, 10,99 et 15,99 ans (b) Déformations verticales à la surface au temps t=15,99 ans. 216	
Figure 6-15 : Effet de $\lambda$ (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de Z=0 à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à X=2 m des inclusions au temps t=15,99 ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de Z (b) Déformation verticale en fonction de Z. ....	218
Figure 6-16 : Effet de $\lambda$ (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de Z=0 à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à X=15 m des inclusions au temps t=15,99 ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de Z (b) Déformation verticale en fonction de Z. ....	219
Figure 6-17 : Effet de $\lambda$ (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de Z=0 à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à X=75 m des inclusions au temps t=15,99 ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de Z (b) Déformation verticale en fonction de Z. ....	220
Figure 6-18 : Effet de $\lambda$ sur U% à la base des résidus en fonction du temps (jours) pour $\lambda =0,02$ (cas 3-1) et $\lambda=0,05$ (cas 3-2). (a) t=5 à 5,99 ans (b) t=10 à 10,99 ans (c) t=15 à 15,99 ans. ....	222
Figure 6-19 : (a) Isocontours du déplacement vertical (m) pour inclusions ayant un E de 5 MPa (cas 4-1) au temps t=15,99 ans (b) Isocontours de déformation verticale (Y).....	225
Figure 6-20 : (a) Isocontours du déplacement vertical (m) pour inclusions ayant un E de 50 MPa (cas 4-2) au temps t=15,99 ans (b) Isocontours de déformation verticale (Y).....	226

Figure 6-21 : (a) Déplacement vertical (m) à la surface des résidus et des inclusions pour l'inclusion ayant une valeur de $E= 5\text{ MPa}$ (cas 4-1), $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $E=50 \text{ GPa}$ (cas de base) au temps $t=15,99$ ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante.....	228
Figure 6-22 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à $X=2,5 \text{ m}$ à l'intérieur des inclusions pour une inclusion ayant une valeur de $E= 5\text{ MPa}$ (cas 4-1), $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $E=50 \text{ GPa}$ (cas de base) au temps $t=15,99$ ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante. ....	229
Figure 6-23 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à $X=2 \text{ m}$ dans les résidus pour une inclusion ayant une valeur de $E= 5\text{ MPa}$ (cas 4-1), $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $E=50 \text{ GPa}$ (cas de base) au temps $t=15,99$ ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante. ....	230
Figure 6-24 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à $X=15 \text{ m}$ dans les résidus pour une inclusion ayant une valeur de $E= 5\text{ MPa}$ (cas 4-1), $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $E=50 \text{ GPa}$ (cas de base) au temps $t=15,99$ ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante. ....	231
Figure 6-25 : (a) Contrainte effectives (kPa) pour $E=5 \text{ MPa}$ (cas 4-1) à $t=15$ ans (b) Contraintes effectives (kPa) pour $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) à $t=15$ ans.....	233
Figure 6-26 : (a) Pression interstitielle (kPa) pour $E=5 \text{ MPa}$ (cas 4-1) à $t=15$ ans (b) Pression interstitielle (kPa) pour $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) à $t=15$ ans. ....	234
Figure 6-27 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance X pour $t=15$ à 15,99 ans. Rigidité des inclusions de $E=5 \text{ MPa}$ (cas 4-1), $50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $50 \text{ GPa}$ (cas de base). ....	236
Figure 6-28 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance X pour $t=15$ à 15,99 ans. Rigidité des inclusions de $E=50 \text{ MPa}$ (cas 4-2) et $50 \text{ GPa}$ (cas de base) utilisant le modèle EP.....	237
Figure 6-29 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance pour différentes largeurs de zone de transition (cas 5-1, 5-2, 5-4) au temps (a) $t=10$ à 10,99 ans (b) $t=15$ à 15,99 ans. ....	239
Figure 6-30 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance pour une zone de transition de 2,5 m ayant différentes valeurs de $k_{\text{sat}}$ (cas 5-3) au temps (a) $t=10$ à 10,99 ans (b) $t=15$ à 15,99 ans. ....	241

Figure 6-31 : Isocontours obtenus à $t=15,99$ pour une inclusion en forme de trapèze (cas 6-1)	
Dimensions : 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y) .....	244
Figure 6-32 : (a) déplacement vertical pour forme des inclusions (cas 6-1) au temps $t=15,99$ ans, en fonction de la distance horizontale (m) à la surface sur (m) (b) déformation verticale correspondante .....	245
Figure 6-33 : Pression interstitielle (kPa) au temps $t=15$ ans pour un cas avec une inclusion en forme de trapèze (cas 6-1) (b) : Contrainte effective verticale (kPa) .....	247
Figure 6-34 : Degré de consolidation simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance horizontale $X$ (m) pour des inclusions en formes de rectangle et de trapèze (cas 6-1) lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$ ans à $t=15,99$ ans) .....	248
Figure 6-35 : Effet de la vitesse de déposition (cas de base, 7-1, 7-2) et de l'épaisseur (30 à 60 m) (a) sur le tassement vertical aux temps 5,99, 10,99 et 15,99 ans en surface (m) (b) et sur la déformation verticale $Y$ au temps $t=15,99$ ans (en fonction de la distance horizontale m) .....	250
Figure 6-36 : $U$ (%) simulé à la base des résidus (cas 1, 7-1, 7-2) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$ ans à $t=15,99$ ans) pour différentes vitesses de remplissage et différentes épaisseurs ; (a) à une distance horizontale $X=75$ m et sans inclusion; (b) à une distance horizontale $X=5$ m et $X=15$ m. ....	252
Figure 6-37: Évolution des pressions d'eau (kPa) à la base des résidus pour un cas sans inclusion lors de la déposition des couches de résidus de 1 cm à chaque jour pendant 7 jours (cas 7-3, épaisseur de 7 cm à partir de la base). Simulation avec $k_{sat}=1,7*10^{-5}$ cm/s et $1,7*10^{-7}$ cm/s. On note aussi la pression hydrostatique et la pression calculée avec la solution de Gibson pour $k_{sat}=1,7*10^{-7}$ cm/s.....	254
Figure 6-38 : Évolution des pressions d'eau (kPa) à $Z=0$ pour un cas sans inclusion (7-4) lors de la déposition « instantanée » des couches de résidus de 3 m, à chaque année, pendant 15 ans ; solution avec $k_{sat}=1,7*10^{-5}$ cm/s, $k_{sat}=1,7*10^{-6}$ cm/s et $k_{sat}=1,7*10^{-7}$ cm/s; on note aussi la pression hydrostatique et la mesure obtenues de la solution de Gibson (1958) pour $k_{sat}=1,7*10^{-7}$ cm/s.....	256

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$a_v$	Coefficient de compressibilité ( $\text{kPa}^{-1}$ )
A	Aire d'un échantillon ( $\text{m}^2$ )
ASTM	American Society for Testing and Materials
$A_w$	Aire de section du drain ( $\text{m}^2$ )
$b_s$	Largeur de la zone remaniée en 2D (m)
$b_w$	Largeur du drain en 2D (m)
B	Diamètre effectif du drain en 2D (m)
$c_h$	Coefficient de consolidation horizontale ( $\text{mm}^2/\text{s}$ , $\text{cm}^2/\text{s}$ )
$c_{hm}$	Coefficient de consolidation horizontale pour drain rocheux ( $\text{mm}^2/\text{sec}$ , $\text{cm}^2/\text{s}$ )
$c_v$	Coefficient de consolidation verticale ( $\text{mm}^2/\text{s}$ , $\text{cm}^2/\text{s}$ )
$c_{vm}$	Coefficient de consolidation vertical modifié pour drain rocheux ( $\text{mm}^2/\text{sec}$ , $\text{cm}^2/\text{s}$ )
$c'$	Cohésion effective (kPa)
$C_C$	Indice de compression
$C_c$	Coefficient de courbure
CCM	Modèle Cam-Clay Modifié
$C_u$	Coefficient d'uniformité
$C_r$	Indice de recompression
$d_e$	Diamètre effectif d'un drain (m)
$d_{m,eq}$	Diamètre équivalent (m)
$d_r$	Diamètre de la zone de remaniement ou de transition (m)
$d_w$	Diamètre du drain (m)
$D_r$	Densité relative des grains
$D_{10}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 10% de la masse totale
$D_{30}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 30% de la masse totale
$D_{50}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 50% de la masse totale
$D_{60}$	Diamètre des grains équivalent au passage de 60% de la masse totale
e	Indice des vides
$e_0$	Indice des vides initial
E	Module de Young (kPa, GPa, MPa)
EP	Modèle Élastique Plastique

F	Critère de plasticité
F(n)	Facteur d'espacement des drains
F(m)	Facteur combinant l'espacement des drains, le remaniement et l'effet de puits
$F_r$	Facteur prenant en compte les effets de puits
$F_s$	Facteur prenant en compte la zone de remaniement
g	Constante gravitationnelle ( $\text{m/s}^2$ )
G	Potentiel plastique
h	Charge hydraulique totale (m)
h	Hauteur de remplissage (m)
$h_e$	Charge due à l'élévation (m)
H	Épaisseur de la couche
$H_0$	Épaisseur initiale de la couche (m)
i	Gradient hydraulique
$I_1$	Premier invariant du tenseur de contrainte (kPa)
$J_2$	Deuxième invariant du tenseur de contrainte ( $\text{kPa}^2$ )
KC	Modèle Kozeny Carman
KCM	Modèle Kozeny Carman modifié
$k_h$	Conductivité hydraulique horizontale (cm/s)
$k_{h0}$	Conductivité hydraulique horizontale de la zone non remaniée (cm/s)
$k_{hs}$	Conductivité hydraulique de la zone remaniée (cm/s)
$k_{hp}$	Conductivité hydraulique horizontale non remaniée en condition 2D (cm/s)
$k_{hp'}$	Conductivité hydraulique horizontale de la zone remaniée en condition 2D (cm/s)
$k_v$	Conductivité hydraulique verticale saturée (cm/s)
$k_s$	Conductivité hydraulique saturée de la zone remaniée (cm/s)
$k_{sat}$	Conductivité hydraulique saturée (cm/s)
$k_w$	Conductivité hydraulique saturée du drain (cm/s)
L	Distance (m)
$L_L$	Limite de liquidité (%)
m	Taux de remplissage (m/an)
$m_v$	Coefficient de compressibilité volumique du sol (kPa)
$m_{v,c}$	Coefficient de compressibilité volumique de la colonne de roches (kPa)
M	Pente de la ligne d'état critique (à volume constant)

ML	Silt sableux (classification unifiée – USCS)
$M_p$	Masse du pycnomètre calibré (g)
$M_{pw,s}$	Masse du pycnomètre calibré et de l'eau à la température du test (g)
$M_s$	Masse de sol solide (g)
$M_t$	Masse totale
$M_w$	Masse de l'eau (g)
n	Porosité
n	Facteur de substitution ( $r_e / r_w$ )
$n_s$	Rapport entre la contrainte appliquée sur le drain rocheux et la contrainte appliquée sur le sol adjacent
OCR	Rapport de surconsolidation
$p'$	Contrainte effective moyenne (kPa)
$p_0'$	Contrainte de préconsolidation (kPa)
P	Densité de pulpe (%)
q	Surcharge appliquée au sol (kPa)
q	Contrainte déviatorique (kPa)
$q(t)$	Surcharge en fonction du temps t (kPa)
$q_u$	Surcharge finale dans une fonction de chargement (kPa)
$q_w$	Capacité de décharge du drain ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
r	Distance radiale à partir du centre d'un drain en condition axisymétrique (m)
$r_e$	Rayon effectif d'un drain (m)
$r_s$	Rayon de la zone remaniée (m)
$r_w$	Rayon actuel du drain (m)
s	Tassement (m)
$s_0$	Pente du chargement en rampe (kPa/sec)
S	Espacement actuel entre le centre de deux drains (m)
$S_r$	Degré de saturation (%)
$S_s$	Surface spécifique des particules ( $\text{m}^2/\text{kg}$ )
t	Temps
$t_0$	Temps nécessaire de chargement en rampe (s)
$t_{50}$	Temps requis pour obtenir 50 % de consolidation (s)
$t_{90}$	Temps requis pour obtenir 90 % de consolidation (s)
T	Température

$T_h$	Facteur temps pour la consolidation radiale
$T_{hm}$	Facteur temps modifié pour la consolidation radiale avec drain rocheux
$T_{h0}$	Facteur temps pour la consolidation radiale lors du chargement en rampe
$T_v$	Facteur temps pour la consolidation verticale
$T_{vm}$	Facteur temps modifié pour la consolidation verticale avec drain rocheux
$u$	Pression interstitielle (kPa)
$u_0$	Pression d'eau en excès initiale (kPa)
$u_h$	Pression d'eau hydrostatique (kPa)
$u_r$	Pression d'eau en excès pour un point dans la direction radiale au temps $t$ (kPa)
$u_v$	Pression d'eau en excès pour un point dans la direction verticale au temps $t$ (kPa)
$\bar{u}$	Pression interstitielle moyenne (kPa)
$u(r,z,T_h)$	Pression interstitielle en fonction de la distance radiale $r$ , profondeur $z$ , et facteur temps $T_h$ (kPa)
$U$	Degré de consolidation (%)
$\bar{U}$	Degré de consolidation moyen (%)
$U_r$	Degré de consolidation radiale (%)
$\bar{U}_r$	Degré de consolidation radiale moyen (%)
$U_v$	Degré de consolidation verticale (%)
$\bar{U}_v$	Degré de consolidation verticale moyen (%)
$\bar{U}_{hp}$	Degré de consolidation radiale moyen en condition planaire (%)
USCS	Système de classification unifiée des sols
$V_p$	Volume du pycnomètre calibré à la température du test (mL)
$V_v$	Volume des vides ( $\text{cm}^3$ )
$V_s$	Volume des solides ( $\text{cm}^3$ )
$V_t$	Volume total ( $\text{cm}^3$ )
$V_w$	Volume d'eau ( $\text{cm}^3$ )
$w$	Teneur en eau (%)
$w_h$	Pression hydrostatique (kPa)
$w_0$	Teneur en eau dans la zone non remaniée (%)
$w_L$	Limite de liquidité (%)
$w_{opt}$	Teneur en eau optimale pour le test Proctor
$w_p$	Limite de plasticité (%)

x	Absice
y	Ordonnées
z	Position verticale (m)
Z	Profondeur (m)
$\epsilon_v$	Déformation verticale
$\phi'$	Angle de friction interne effectif ( $^{\circ}$ )
$\gamma$	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_d$	Poids volumique sec (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau (9,81 kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé (kN/m <sup>3</sup> )
$\kappa$	Pente de la ligne de surconsolidation isotrope – modèle CCM (kPa)
$\lambda$	Pente de la ligne de consolidation normale isotrope – modèle CCM (kPa)
$\mu$	Viscocité (N.s /m <sup>2</sup> )
$\mu_w$	Viscosité de l'eau (N.s/m <sup>2</sup> )
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\theta$	Teneur en eau volumique
$\rho_d$	Masse volumique sèche (g/cm <sup>3</sup> )
$\rho_s$	Masse volumique des grains solides (g/cm <sup>3</sup> )
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau (1 g/cm <sup>3</sup> )
$\rho_{w,t}$	Masse volumique de l'eau à une température t
$\sigma$	Contrainte totale (kPa)
$\sigma'$	Contrainte effective (kPa)
$\sigma_v$	Contrainte verticale totale (kPa)
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale (kPa)
$\sigma_{surface}$	Contrainte de chargement à la surface du sol (kPa)
$\tau$	Contrainte de cisaillement (kPa)
$\psi$	Angle de dilatance ( $^{\circ}$ )
$\Delta e$	Changement de la valeur de l'indice des vides
$\Delta k$	Réduction de conductivité hydraulique entre la zone non remaniée et remaniée (%)
$\Delta u$	Pression d'eau en excès (kPa)
$\Delta w$	Réduction de la teneur en eau entre la zone non remaniée et remaniée (%)

**LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE 1 - Paramètres de l'équation de Leo (2004) .....	281
ANNEXE 2 - Courbes granulométriques des échantillons prélevés dans les résidus des chaudières 1,4,7 10 .....	283
ANNEXE 3 - Paramètres de consolidation déduits des essais 1 à 6 .....	285
ANNEXE 4 - Courbes du tassement en fonction du temps obtenues expérimentalement.....	288
ANNEXE 5- Caractéristiques déterminées lors du démontage de la colonne de roche stériles...	295
ANNEXE 6 - Simulation de l'essai de consolidation 6.....	296
ANNEXE 7 - Simulation de l'essai de consolidation en colonne 5 ; information complémentaire .....	301
ANNEXE 8 - Simulation de la consolidation des résidus à proximité d'inclusion de roches stériles; information complémentaire.....	304

## CHAPITRE 1- INTRODUCTION

L'industrie minière génère de grandes quantités de rejets, tels les roches stériles et les résidus miniers, pouvant être nuisibles pour l'environnement. La gestion de ces rejets de manière sécuritaire et économique est un enjeu important. Les roches stériles sont des matériaux granulaires grossiers produits par le dynamitage pour atteindre le minerai lors du développement minier; elles sont généralement entreposées dans des haldes en surface. Le minerai extrait du sous-sol est broyé finement au concentrateur pour libérer les valeurs commerciales. Les résidus sans valeur sont mélangés à de l'eau, et cette boue est usuellement pompée vers le parc à résidus ceinturé de digues. Ces résidus saturés se consolident sous leur propre poids, ce qui augmente leur densité et leur résistance mécanique. Les résidus miniers sont souvent problématiques à gérer puisqu'ils contiennent de grandes quantités de particules fines (plus de 80 % de taille inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ), leur donnant des propriétés géotechniques complexes (Aubertin et al. 2002a). Dans certains cas extrêmes, ces résidus peuvent causer une rupture de digue, ce qui peut occasionner des impacts catastrophiques sur l'environnement et les populations locales. Les ruptures de digues se sont produites à un taux moyen de 50 par décennie entre 1960-1980 et 20 ruptures par décennie entre 1990 et 2000 (Azam et Li, 2010). Plus de 80 ruptures de digues en Amérique du Nord ont été dénombrés au cours des 100 dernières années, ce qui en fait le continent le plus touché par ce phénomène (devançant l'Europe avec 60 incidents en 100 ans). Au cours des deux dernières décennies, la proportion des ouvrages de petites et de moyennes dimensions touchés par cette problématique a augmenté, ce qui laisse entrevoir une certaine détérioration de la situation (Aubertin et al., 2011).

Pour réduire les risques de nature géotechnique reliés à l'entreposage des résidus miniers dans les bassins de surface entourés de digues, une nouvelle méthode de gestion des rejets miniers a été proposée par Aubertin et al. (2002b). Cette méthode consiste à placer des inclusions rigides et drainantes composées de roches stériles dans le parc à résidus, créant des compartiments dans lesquels les rejets de concentrateur seront stockés. Cette technique élimine (en partie) le besoin de stocker séparément les roches stériles et les résidus miniers. En cas de rupture de digue, la quantité relâchée de résidus sera réduite en raison de la configuration en cellules (James et Aubertin, 2009, 2010). De plus, les roches stériles procurent un chemin préférentiel de drainage

pour dissiper les pressions d'eau excédentaires lors de la consolidation, puisque leur conductivité hydraulique est plus de 100 à 1000 fois supérieure à celle des résidus en raison de leur granulométrie grossière et étalée (Bussière, 2007). Cela permet d'augmenter le degré de consolidation et la résistance à la liquéfaction des résidus et ainsi réduire les risques géotechniques.

Cette technique de codisposition est apparente à l'accélération de la consolidation de sols argileux par drainage radial autour des drains verticaux. Les analyses montrent que le degré de consolidation augmente avec le drainage radial en présence de drains verticaux (e.g. Barron, 1948; Hansbo, 1981; Leo, 2004).

Des travaux récents sur des résidus testés sur une table sismique avec inclusions (Pépin, 2009) et des modélisations numériques conceptuelles menées par James (2010) ainsi que Jahouar (2012) ont démontré que la présence d'inclusions augmentait la résistance mécanique et avait un effet positif sur la dissipation des pressions interstitielles dans les résidus miniers lors du remplissage des bassins et suite à des sollicitations dynamiques. Ce projet poursuit ces travaux en abordant le comportement des résidus avec inclusions drainantes, sur la base d'un cas réel (mais générique).

## 1.1 Projet de recherche

Ce projet de recherche se penche sur l'effet des inclusions de roches stériles sur le comportement des résidus miniers, en utilisant certains paramètres des matériaux provenant de la mine d'or Osisko située à Malartic, Québec. Des résidus de concentrateur et des roches stériles ont été échantillonnés sur le site et caractérisés au laboratoire pour définir leurs principales propriétés hydrogéologiques et géotechniques. Un nouveau montage a été conçu pour faire certains de ces essais. Des simulations ont ensuite été réalisées afin de reproduire les essais de consolidation effectués en colonnes au laboratoire et pour analyser la réponse d'une portion de parc à résidus contenant des inclusions de roches stériles. Ces simulations ont été menées avec un code d'éléments finis utilisant les propriétés des matériaux caractérisés. Un des objectifs de ces simulations était d'analyser l'impact des inclusions rocheuses sur la consolidation des résidus.

Une analyse paramétrique a été conduite pour simuler la consolidation des résidus à proximité des inclusions, afin de comprendre les principaux facteurs influençant les résultats obtenus.

Les objectifs spécifiques de la recherche peuvent être résumés comme étant :

- Déterminer les propriétés hydrogéotechniques d'intérêt des matériaux par le biais d'essais de laboratoire;
- Vérifier la capacité du code numérique sélectionné à reproduire la consolidation de résidus miniers selon les résultats obtenus au laboratoire;
- Déterminer l'impact d'une inclusion composée des roches stériles sur la vitesse de consolidation et l'ampleur des tassemens des résidus miniers caractérisés;
- Identifier les paramètres importants qui influencent la consolidation des résidus miniers à proximité des inclusions de roches stériles.

## 1.2 Contenu du mémoire

Ce mémoire comporte six chapitres. Suite à ce chapitre d'introduction, le chapitre 2 présente une description de la problématique ainsi qu'une revue de la littérature ayant comme thèmes principaux: la théorie de consolidation, l'utilisation de drains verticaux, les propriétés des résidus miniers et des roches stériles, et une présentation du code numérique. Le chapitre 3 présente les protocoles expérimentaux et les montages qui ont été utilisés pour caractériser les matériaux analysés. Le chapitre 4 présente les résultats expérimentaux des essais de caractérisation géotechnique et hydrogéologique décrits au chapitre 3. Les résultats sont analysés et évalués, notamment en les comparant avec des résultats tirés de la littérature et des résultats obtenus à partir de modèles prédictifs. Le chapitre 5 présente les résultats de simulations numériques effectuées avec le code numérique d'éléments finis Sigma/W (Geo-Slope, 2007) pour analyser la consolidation des résidus miniers caractérisés au laboratoire. Le code numérique est d'abord appliqué au cas de l'essai de consolidation en colonnes. Par la suite, un cas de déposition des résidus dans un parc aux abords d'inclusions est simulé en se basant sur les propriétés obtenues au laboratoire. Le chapitre 6 présente les résultats d'une analyse paramétrique de la déposition des résidus dans un parc aux abords d'inclusions. L'effet de sept paramètres a été analysé dans

cette étude, soit la loi de comportement, la conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  des résidus, l'indice de compression  $C_C$  des résidus, le module de Young  $E$  des inclusions, la présence d'une zone de transition dans les inclusions, la forme des inclusions et la vitesse de remplissage. La conclusion résume l'ensemble des observations et résultats et inclut des recommandations pour les travaux futurs.

## CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Phénomène de consolidation

La consolidation est le principe qui relie l'évolution des pressions interstitielles et la déformation de compression lorsqu'un sol est soumis à un chargement. Contrairement aux sols grossiers où la déformation de compression se fait très rapidement, la compression des sols fins se fait lentement et progressivement avec le temps. Ce phénomène peut parfois durer des années si la couche compressible est épaisse et sa conductivité hydraulique faible (McCarthy, 2007).

Lorsqu'un sol est soumis à une contrainte effective verticale, le volume diminue suite à une réduction de l'indice (et du volume) des vides causée par un réarrangement des particules. Pour que la compression s'effectue dans un sol saturé, l'eau dans les vides entre les particules doit être expulsée pour permettre la diminution du volume des vides. Quand un chargement externe est appliqué à un sol fin saturé, l'eau est initialement soumise à une augmentation de pression égale aux contraintes causées par le chargement et supportera donc initialement l'augmentation des charges. Lorsque le matériau a une faible conductivité hydraulique, l'eau s'écoule lentement dans le sol (voir section 2.4 sur l'écoulement de l'eau dans les rejets miniers saturés). Suite au chargement, l'eau s'écoule lentement en fonction du gradient causé par la pression interstitielle excédentaire. Au fur et à mesure que l'eau s'échappe du sol, les particules peuvent se réarranger. L'indice des vides et la pression interstitielle vont donc diminuer (Mitchell et Soga, 2005).

La théorie de consolidation décrit la dissipation des pressions d'eau excédentaires ( $\Delta u$ ), définie comme étant la pression d'eau supérieure à la pression hydrostatique ( $w_h$ ) à l'équilibre (équation 2-4). Durant ce procédé, la charge sera transférée de l'eau au squelette du sol, au fur et à mesure que l'eau dans les pores s'échappe en raison du chargement. La consolidation augmente la résistance du sol pour supporter des charges plus élevées, suite à l'évacuation de l'eau dans les pores et une diminution de volume. La consolidation primaire est complète une fois la pression excédentaire  $\Delta u$  dissipée.

La déformation de compression augmente au cours du temps pour atteindre au bout d'une durée plus ou moins longue la déformation définitive. On définit le degré de consolidation  $U$  (%) à un temps donné comme étant le rapport entre la déformation de compression à ce temps et la déformation définitive à la fin du processus de consolidation; la valeur de  $U$  s'exprime aussi en fonction des pressions instertielles (voir plus bas). Le problème de la consolidation revient souvent à déterminer la fonction qui définit la variation de  $U$  (Lambe et Whitman, 1979).

Le degré de consolidation  $U$  est défini à partir d'une référence dans une direction à un temps donné.  $U_z$  (ou  $U_v$ ) est le degré de consolidation (%) en condition 1D dû au drainage vertical seulement, en fonction de la profondeur  $z$  (m) à partir de la surface de la couche.  $U_h$  (ou  $U_r$ ) est le degré de consolidation (%) en raison du drainage horizontal (ou radial) en condition axisymétrique en fonction de la distance radiale  $r$  (m) à partir du point central.

Les théories de consolidation font le lien entre le degré de consolidation et les pressions d'eau en excès  $\Delta u$  (kPa), i.e. la pression excédentaire à la valeur hydrostatique à l'équilibre. Pour un sol compressible, il y a une relation entre la réduction du volume et le changement de l'indice des vides (Mitchell et Soga, 2005). Durant la consolidation verticale, sous contrainte ( $\sigma$ ) constante, sans déformation latérale, l'augmentation des contraintes effectives verticales est liée à une diminution proportionnelle de la pression d'eau dans les pores. Le degré de consolidation  $U$  peut être exprimé comme étant (Taylor, 1948) :

$$U \% = \left( 1 - \frac{\Delta u}{u_0} \right) * 100 \quad (2-1)$$

$\Delta u$  : pression d'eau en excès à un point au temps  $t$  durant la consolidation (kPa) ;

$u_0$  : pression d'eau en excès initiale à un point de la couche compressible (kPa).

L'équation (2-1) relie le degré de consolidation à un certain point de la couche compressible aux pressions en excès initiales  $u_0$  et à la pression d'eau en excès dans les pores  $\Delta u$  à un certain temps  $t$ . Si on intègre les termes  $\Delta u$  et  $u_0$  de l'équation 2-1 par rapport à un axe de référence, on

obtient le degré de consolidation moyen  $\bar{U}$ (%) de la couche compressible. Si l'intégration se fait de la base vers la surface dans la direction verticale (dz), l'on obtient le degré de consolidation moyen vertical  $\bar{U}_v$ (%) (Craig, 2004). Si l'intégration se fait du centre vers l'extrémité de la couche dans la direction radiale (dr), l'on obtient le degré de consolidation moyen radial  $\bar{U}_r$ (%) . Lorsque l'on calcule  $\bar{U}_r$  l'effet de la consolidation verticale est usuellement négligé et la position verticale de l'axe d'intégration (dr) n'est pas importante. Cela est aussi valide pour le calcul de  $\bar{U}_v$  , où la consolidation radiale est négligée et la position radiale de l'axe d'intégration (dz) n'est pas importante. Le degré de consolidation global de la couche à un temps donné causé par un drainage radial et vertical peut être obtenu avec l'équation de Carillo (1942) :

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (2-2a)$$

$$(1 - \bar{U}) = (1 - \bar{U}_v)(1 - \bar{U}_r) \quad (2-2b)$$

Au tout début du procédé de consolidation, le degré de consolidation du sol est nul ( $U\% = 0$ ). La pression d'eau dans le sol  $u$  (kPa) est égale à la pression hydrostatique plus la surpression telle qu'exprimée à l'équation 2-3 (Lambe et Whitman, 1979) :

$$u = w_h + \Delta u \quad (2-3)$$

La pression hydrostatique  $w_h$  varie avec la profondeur et est donnée par l'équation 2-3 :

$$w_h = \gamma_w * z \quad (2-4)$$

où  $w_h$  (ou  $u_h$ ) est la pression hydrostatique (kPa) ;  $\gamma_w$  est le poids unitaire de l'eau ( $9,81 \text{ kN/m}^3$ ) ; et  $z$  est la profondeur à partir de la surface (m).

À mesure que  $\Delta u$  diminue, le degré de consolidation  $U\%$  augmente jusqu'à ce que toute la pression en excès ait été dissipée et que  $\Delta u$  devienne 0, faisant passer le degré de consolidation  $U$  à 100 %. À ce moment, la pression  $u$  dans le sol est hydrostatique ( $u = u_h$ ). L'expulsion de l'eau contenue dans les vides du sol lors de la consolidation est accompagnée de tassements liés à la diminution de l'indice des vides du sol. La relation entre le tassement et la fluctuation de l'indice des vides s'exprime selon l'équation 2-5 (McCarthy, 2007) :

$$s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 \quad (2-5)$$

où  $s$  représente le tassement (m),  $e_0$  est l'indice des vides initial et  $H_0$  est l'épaisseur initiale de la couche (m).

Le phénomène de consolidation est souvent étudié à l'aide de l'essai de consolidation oedométrique de laboratoire. L'indice des vides du matériau est alors relié à la contrainte effective de consolidation  $\sigma'_v$  (kPa). Sur un graphique en échelle arithmétique (figure 2-1), la pente d'une telle courbe s'appelle le coefficient de compressibilité  $a_v$  (/kPa) et est exprimée par la relation suivante (Holtz et Kovac, 1991) :

$$a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (2-6)$$

En pratique la valeur de  $a_v$  n'est pas constante lors d'un essai de consolidation oedométrique, mais elle varie en fonction de la contrainte effective.

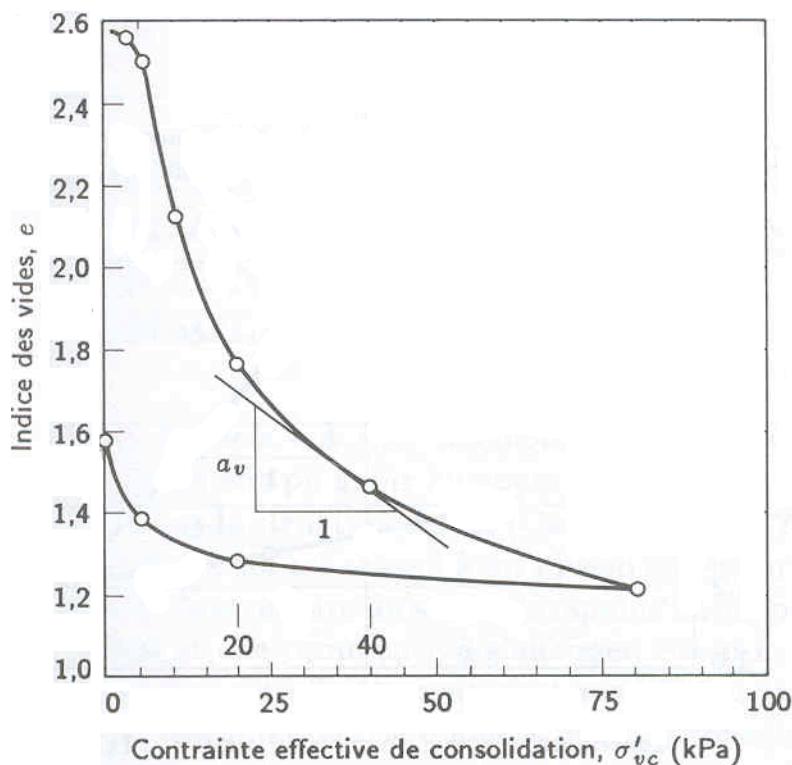


Figure 2-1 : Exemple d'un graphique de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective pour déterminer le coefficient de compressibilité ( $a_v$ ) (adapté de Holtz et Kovac, 1991).

Lorsque les résultats sont exprimés en fonction des déformations volumiques en fonction de la contrainte verticale effective (échelle arithmétique), la pente de la courbe s'appelle le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$ , qui s'exprime de façon suivante (Holtz et Kovac, 1991) :

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{-a_v}{1 + e_0} \quad (2-7)$$

Les résultats d'un essai de consolidation sont souvent exprimés selon l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  (figure 2-2). La pente de la partie quasi linéaire représente l'indice de compression  $C_c$ , et est exprimé par la relation suivante :

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma'_v} = \frac{\Delta e}{\log \left( \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)} \quad (2-8)$$

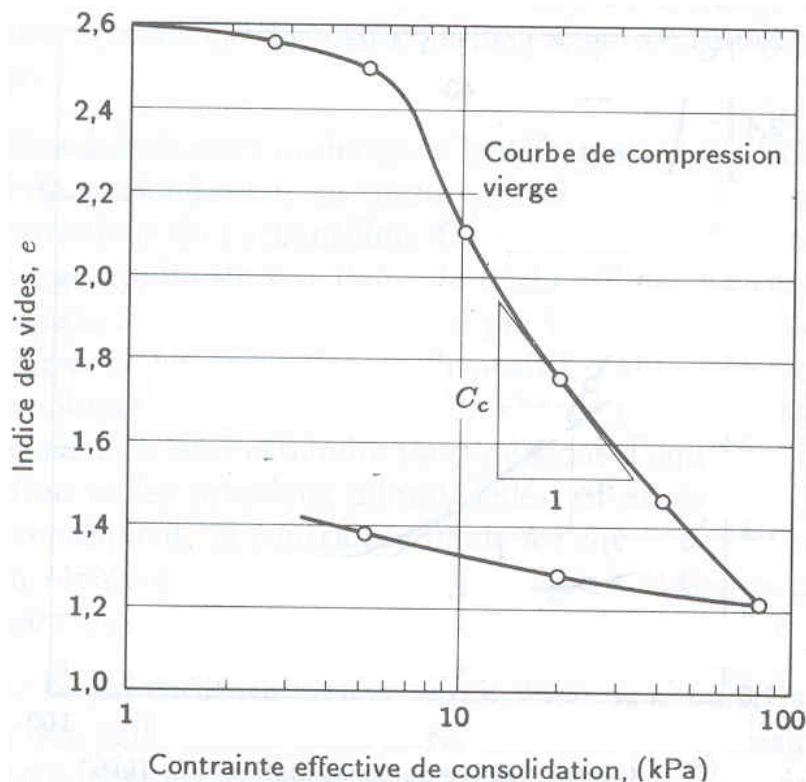


Figure 2-2: Exemple d'un graphique de l'indice des vides en fonction du log de la contrainte verticale effective, utilisé pour déterminer l'indice de compression ( $C_c$ ) (adapté de Holtz et Kovac, 1991)

Sur une courbe typique de consolidation en fonction du temps obtenu lors d'un essai oedométrique, on discerne usuellement deux branches quasi rectilignes correspondant aux phases de consolidation primaire et secondaire. La consolidation primaire est causée par la résistance offerte à l'évacuation de l'eau excédentaire. La consolidation secondaire est usuellement plus lente et résulte d'un réarrangement progressif de la structure liée aux déplacements des particules couvertes d'eau adsorbée (Lambe et Whitman, 1979). Ce tassement de consolidation secondaire augmente aussi longtemps que la surcharge s'exerce, mais à une vitesse de plus en plus faible. L'étude de la consolidation secondaire est assez difficile, mais est un phénomène important lors de la consolidation des argiles à long terme.

### 2.1.1 Théorie originale de Terzaghi

La théorie de consolidation de Terzaghi pour la consolidation verticale est une équation fondamentale en mécanique des sols. Cette théorie est basée sur les travaux de Terzaghi (1925, 1943) et les contributions de Taylor (1948). Les équations sont originalement basées sur la loi de Fourier (l'équation de transfert de chaleur). La solution classique de Terzaghi donne une solution 1D pour la consolidation verticale d'un sol qui montre une relation linéaire entre les contraintes et la déformation. La théorie postule que la circulation d'eau se fait dans la direction verticale seulement, sans déformation horizontale pour une couche uniforme, saturée et homogène entre deux couches rigides. L'eau et les couches rigides sont considérées comme étant incompressibles et la loi de Darcy doit être applicable (Craig, 2004). Pour ces conditions, les 3 équations de base gouvernant la consolidation représentent les conditions d'équilibre, la relation contrainte-déformation et l'équation de continuité (Lambe et Whitman, 1979).

$$\text{Conditions d'équilibre : } \sigma_v = \gamma_t z + \sigma_{\text{surface}} \quad (2-9)$$

Dans l'équation 2-9,  $\sigma_v$  et  $\sigma_{\text{surface}}$  (kPa) représentent respectivement la contrainte totale verticale à une profondeur  $z$  ainsi que la contrainte due au chargement à la surface du sol;  $z$  représente la profondeur verticale à partir de la surface (m);  $\gamma_t$  est le poids unitaire volumique total du matériau ( $\text{kN/m}^3$ ).

$$\text{Relation contrainte-déformation : } \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = -a_v \quad (2-10)$$

Dans l'équation 2-10,  $\sigma'_v$  (kPa) représente la contrainte verticale effective ( $\sigma'_v = \sigma_v - u$ );  $e$  représente l'indice des vides et  $a_v$  est le coefficient de compressibilité. Cette relation linéaire entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale est une des conditions de base du développement de la théorie de consolidation. En pratique, la valeur de  $a_v$  n'est pas constante, mais est traitée comme tel lors de l'étude de la consolidation primaire. La compression secondaire n'est pas considérée dans cette approche.

L'équation de continuité pour un sol saturé sans déformation horizontale s'écrit (Lambe et Whitman, 1979) :

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{(1+e_0)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2-11)$$

Dans l'équation 2-11,  $k$  représente la conductivité hydraulique saturée (m/s),  $h$  représente la charge hydraulique totale (m),  $t$  représente le temps (seconde) et  $e_0$  l'indice des vides initial. Il est possible de combiner les équations 2-9 et 2-10, avec la substitution  $\partial e = -a_v * \partial \sigma'_v$ , pour obtenir :

$$\frac{k(1+e_0)}{a_v} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (2-12)$$

Si l'on sépare les constituants de la charge totale ( $h$ ) en ses parties, on obtient :

$$h = h_e + \frac{1}{\gamma_w} (u_h + \Delta u) \quad (2-13)$$

$h_e$  représente la charge hydraulique en raison de l'élévation (m),  $u_h$  représente la pression d'eau en régime permanent (kPa),  $\Delta u$  représente la pression d'eau excédentaire (kPa) et  $\gamma_w$  est le poids unitaire de l'eau (9,81 kN/m<sup>3</sup>). Cette séparation des constituants de la charge hydraulique devient utile lorsqu'on introduit l'équation 2-13 dans l'équation 2-12. Par définition  $\partial h_e / \partial z = 1$  et, selon la condition d'équilibre (équation 2-9), la pression interstitielle à l'équilibre varie linéairement avec la profondeur (i.e.  $\partial^2 u_w / \partial z^2 = 0$ ). L'équation 2-12 devient donc:

$$\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (2-14)$$

Dans l'équation 2-14, le premier terme de gauche est composé des propriétés du sol compressibles qui gouvernent sa consolidation. Selon les hypothèses adoptées par Terzaghi, ce terme ne varierait pas dans le temps et l'espace et demeure constant tout au long de la consolidation. Ce terme est appelé le coefficient de consolidation verticale  $c_v$  ( $m^2/s$ ). Une autre modification pour simplifier l'équation est de remplacer le terme  $\frac{(1+e_0)}{a_v}$  par le coefficient de compressibilité volumique du sol ( $1/m_v$ ). On obtient ainsi (Lambe et Whitman, 1979) :

$$c_v = \frac{k_v(1+e_0)}{\gamma_w a_v} = \frac{-k_v}{\gamma_w m_v} \quad (2-15a)$$

Pour une consolidation avec écoulement horizontal, on peut écrire :

$$c_h = \frac{k_h(1+e_0)}{\gamma_w a_v} = \frac{-k_h}{\gamma_w m_v} \quad (2-15b)$$

Le coefficient de consolidation horizontale  $c_h$  ( $m^2/s$ ) est obtenu en remplaçant la conductivité hydraulique verticale  $k_v$  ( $m/s$ ) par la conductivité hydraulique horizontale  $k_h$  ( $m/s$ ) dans l'équation 2-15a ;  $e_0$  est l'indice des vides initial ;  $a_v$  le coefficient de compressibilité. Pour un matériau isotrope,  $c_v$  sera égal à  $c_h$ . Dans certains cas, le coefficient de compressibilité  $a_v$  dans la direction horizontale est différent à celui dans la direction verticale.

L'équation 2-13 peut être modifiée en exprimant la contrainte effective sous les termes de contrainte totale et de pression d'eau, ce qui donne (Lambe et Whitman, 1979) :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad (2-16)$$

où  $c_v$  est défini à l'équation 2-15a. L'équation 2-16 est l'équation de consolidation usuelle de Terzaghi pour un problème unidimensionnel, pour un drainage vertical. Elle est considérée comme une équation fondamentale de la mécanique des sols.

Le cas le plus simple de consolidation est le problème à une dimension dans lequel la contrainte verticale totale est constante dans le temps ( $\partial\sigma_v/\partial t=0$ ), que les pressions interstitielles initiales ( $u_0$ ) sont uniformes avec la profondeur et que le drainage s'effectue aux deux extrémités de la couche consolidée. Pour ce cas simplifié, on obtient la dissipation des pressions d'eau  $\Delta u$  en fonction de la profondeur  $z$  au temps  $t$  en se basant sur un développement en série de Fourier (pour une dérivation complète de cette équation, voir Taylor 1948) :

$$u_v = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \left( \sin \frac{Mz}{H} \right) e^{\left( -\frac{M^2 c_v t}{H^2} \right)} \quad (2-17)$$

où  $H$  (m) représente la distance de drainage maximale pour l'eau interstitielle. Cette valeur est la moitié de l'épaisseur  $H_0$  de la couche compressible si les deux extrémités sont drainantes et est égale à l'épaisseur totale si seulement une extrémité de la couche est drainante. Dans l'équation 2-17,

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (2-18)$$

et  $m$  est une variable flottante prenant des valeurs de 1,2,3...

Il est utile d'utiliser un facteur temps  $T$  pour relier le taux de dissipation des pressions d'eau interstitielles excédentaires avec la période requise pour qu'un taux de consolidation moyen soit atteint. Ce facteur s'exprime comme suit :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2-19a)$$

$$T_h = \frac{c_h t}{r_e^2} \quad (2-19b)$$

Dans les équations 2-19a et 2-19b,  $T$  est un nombre sans dimension appelé facteur temps.  $T_v$  est le facteur de temps pour la consolidation verticale ;  $T_h$  est le facteur de temps pour la consolidation radiale (ou horizontale). Lors de la consolidation verticale,  $H$  représente la distance de drainage maximale pour l'eau interstitielle (m). Lorsque le drainage est permis aux deux extrémités de la couche, cette distance est égale à la demi-épaisseur de la couche consolidée en condition de consolidation verticale. Le paramètre  $r_e$  est le rayon d'une cellule axysymétrique lors du drainage radial (voir section 2.2.3).  $t$  est le temps nécessaire pour obtenir une consolidation correspondante au facteur temps ;  $c_v$  et  $c_h$  sont les coefficients de consolidation verticale et horizontale, tels que définis aux équations 2-15a et 2-15b.

Il est courant de présenter la consolidation d'un sol en fonction du facteur temps  $T$ . Il est ensuite facile de calculer le temps réel  $t$  (heures, jours, ans) correspondant à ce facteur temps en utilisant les propriétés du sol et la configuration de la couche.

En substituant l'équation 2-19a dans l'équation 2-17, on obtient :

$$u_v = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \left( \sin \frac{Mz}{H} \right) e^{(-M^2 T_v)} \quad (2-20)$$

L'équation 2-20, permet de tracer une série de courbes montrant la variation de la pression excédentaire verticale dans les pores  $u_v$  (kPa) en fonction de la profondeur ( $z$ ) pour différents facteurs temps ( $T_v$ ). Ces courbes isochrones ont une forme qui dépend des conditions de drainage aux extrémités ainsi que des distributions initiales des pressions d'eau excédentaires initiales. La figure 2-3 montre des courbes isochrones pour le cas où la pression excédentaire initiale dans les pores ( $u_0$ ) est constante et uniforme. Deux cas sont illustrés : dans le premier cas les deux extrémités de la couche sont drainantes; pour le deuxième cas, la couche est imperméable à la base.

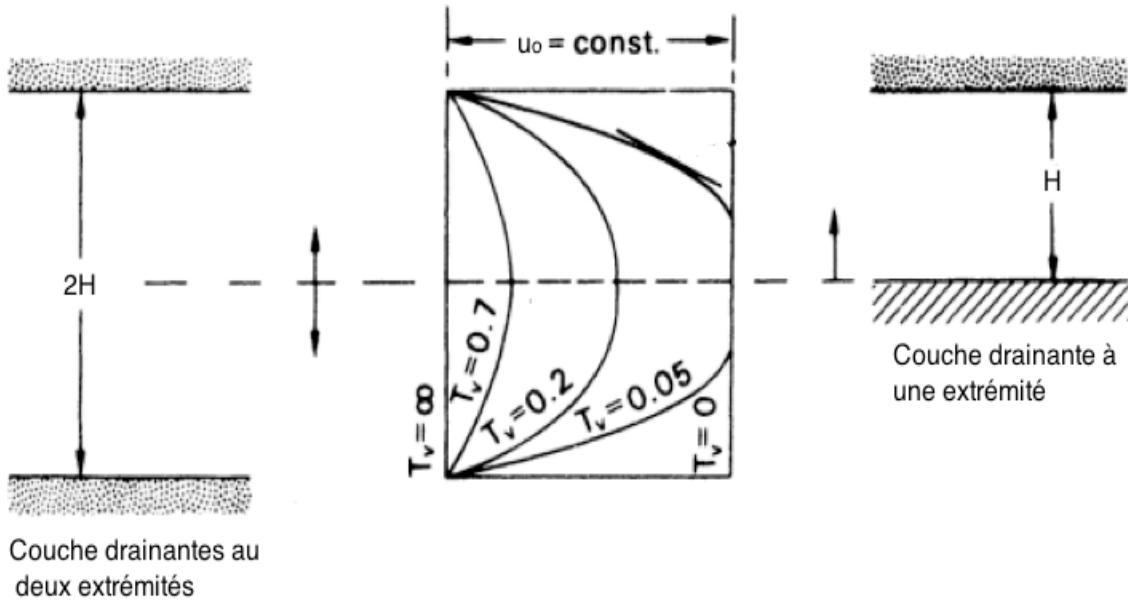


Figure 2-3: Courbes isochrones pour une couche verticale en consolidation dans laquelle les pressions d'eau initiale ( $u_0$ ) sont uniformes. Cas pour une couche drainante aux deux extrémités et drainante à une extrémité (Adapté de Craig 2004).

En combinant l'équation 2-20 avec l'équation du degré de consolidation (équation 2-1), on obtient une expression du degré de consolidation vertical à une profondeur  $z$  et au temps  $t$  (Lambe et Whitman, 1979).

$$U_v = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \left( \sin \frac{Mz}{H} \right) e^{(-M^2 T_v)} \quad (2.21)$$

Pour les problèmes pratiques, on utilise souvent le degré de consolidation moyen  $\bar{U}_v$  (%) sur l'épaisseur totale de la couche d'intérêt pour représenter la consolidation sur l'ensemble de la couche (et pas seulement à une certaine profondeur). L'équation 2-21 devient alors (Craig, 2004) :

$$\bar{U}_v = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 T_v)} \quad (2.22)$$

La figure 2-4 montre une représentation typique du degré de consolidation vertical moyen (1D)  $\bar{U}_v$  en fonction du facteur temps  $T_v$ . Originalement, le degré de consolidation est nul ( $U=0$ ) et il augmente avec le facteur temps. Les 3 courbes de la figure 2-4 représentent des scénarios différents pour la variation de la pression excédentaire initiale ( $u_0$ ) en fonction de l'élévation dans le sol, tel que montré à la figure 2-5. La courbe (1) correspond au scénario discuté et représenté par l'équation 2-22 ( $u_0=\text{constant}$ ); les courbes (2) et (3) de la figure 2-4 représentent des scénarios où la pression excédentaire ( $u_0$ ) initiale varie linéairement avec la profondeur, tel que montré à la figure 2-5.

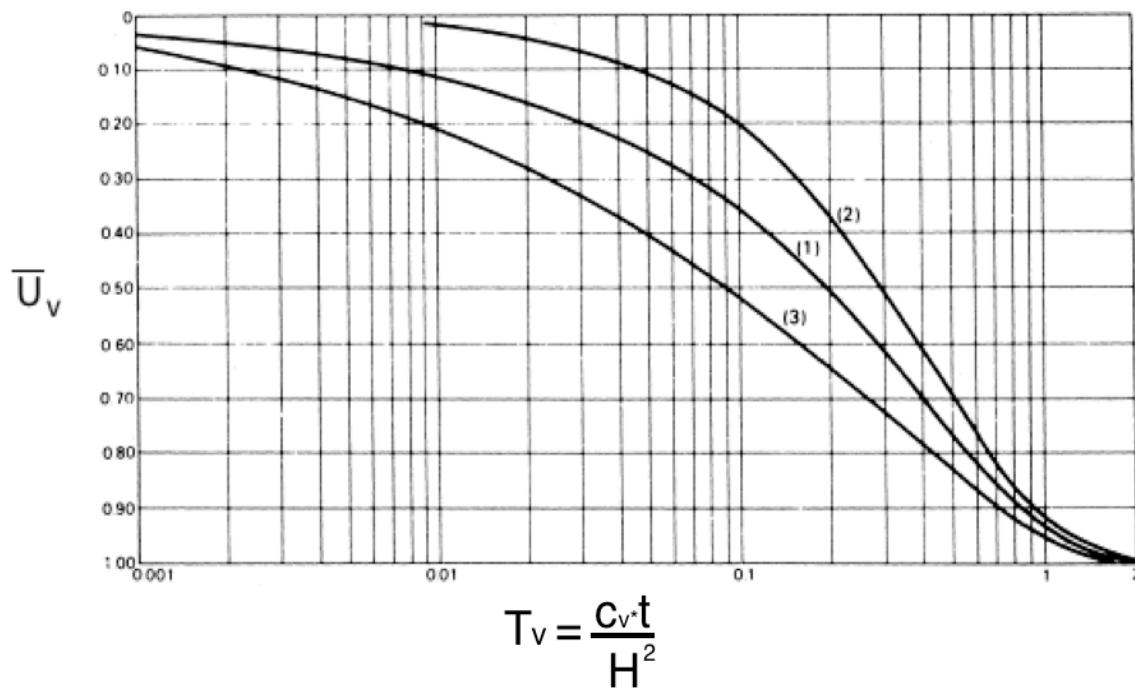


Figure 2-4 : Degré de consolidation moyen dans la direction verticale  $\bar{U}_v$  en fonction du facteur temps  $T_v$  (Adapté de Craig 2004).

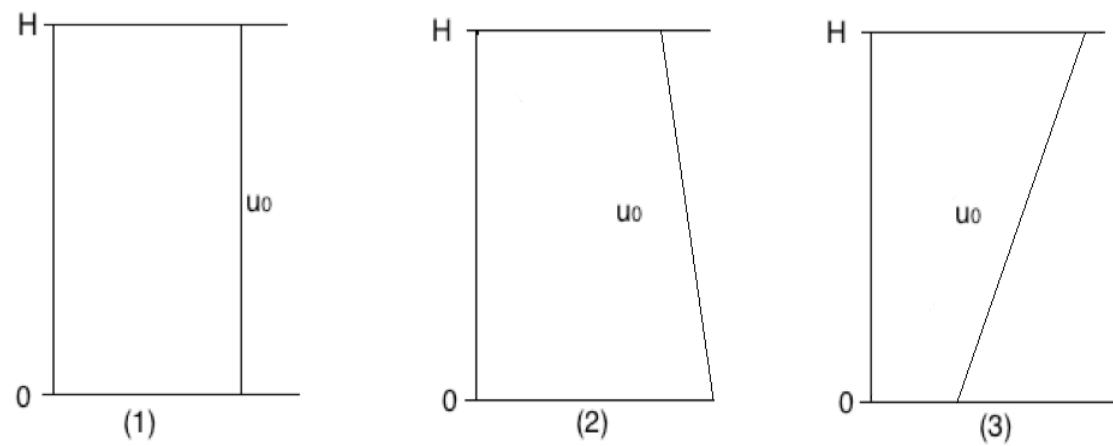


Figure 2-5 : Distribution initiale de la pression d'eau en excès pour les 3 courbes montrées à la figure 2-4 (Adapté de Craig 2004).

## 2.1.2 Consolidation avec remplissage progressif

Dans la théorie de consolidation de Terzaghi (1943), la contrainte totale et les propriétés du sol (telles sa conductivité hydraulique, sa compressibilité et son épaisseur) sont considérées constant durant la consolidation, ce qui permet d'obtenir une équation linéaire pouvant être résolue aisément. La plupart des hypothèses simplificatrices de Terzaghi ont été modifiées au cours des années par différents auteurs pour prendre en compte des cas de consolidation plus complexes et plus réalistes. Gibson (1958) a modifié l'équation de consolidation de Terzaghi pour tenir compte de l'évolution de la pression d'eau dans un problème de consolidation 1-D dans lequel la frontière du problème se déplacerait vers le haut ou vers le bas. Cette équation a originalement été développée pour tenir compte de l'évolution de la pression d'eau lors de la construction d'une digue, mais elle peut être utilisée pour décrire des situations de remplissage où l'épaisseur du matériau qui se consolide change continuellement. La solution sépare la génération et la dissipation des pressions d'eau de la contrainte totale (qui est seulement contrôlée par la charge appliquée dans la théorie de Terzaghi). Les autres hypothèses de la solution de Terzaghi sont utilisées dans cette solution. Avec cette condition, l'équation 2-16 (consolidation unidimensionnelle avec drainage vertical) devient :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial t}(\Delta \sigma) \quad (2-23)$$

où  $\Delta \sigma$  correspond à l'augmentation de la charge (compte tenu du remplissage) avec le temps. Ce facteur peut être développé pour obtenir une équation en fonction de la pression interstitielle :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \left( \gamma_w \frac{\partial y}{\partial t} + \gamma' \frac{\partial h}{\partial t} \right) \quad (2-24)$$

où  $\gamma'$  représente le poids volumique du matériau submergé ( $\gamma' = \gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ ),  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau ;  $y$  représente la position dans le sol entre 0 et  $h$  ;  $\partial h / \partial t$  est la variation de l'épaisseur du matériau dans le temps selon le taux de remplissage.

Gibson (1958) a proposé deux solutions graphiques à l'équation 2-24, soit une pour un fond imperméable et une autre pour un drainage vers le haut et vers le bas (avec fond perméable). Ces courbes qui expriment la surpression d'eau dans le sol pour divers facteurs temps sont représentées à la figure 2-6. Cette solution a été utilisée par certains auteurs pour analyser la consolidation des résidus miniers (Vick, 1990). Cette solution sera utilisée au chapitre 6 du mémoire.

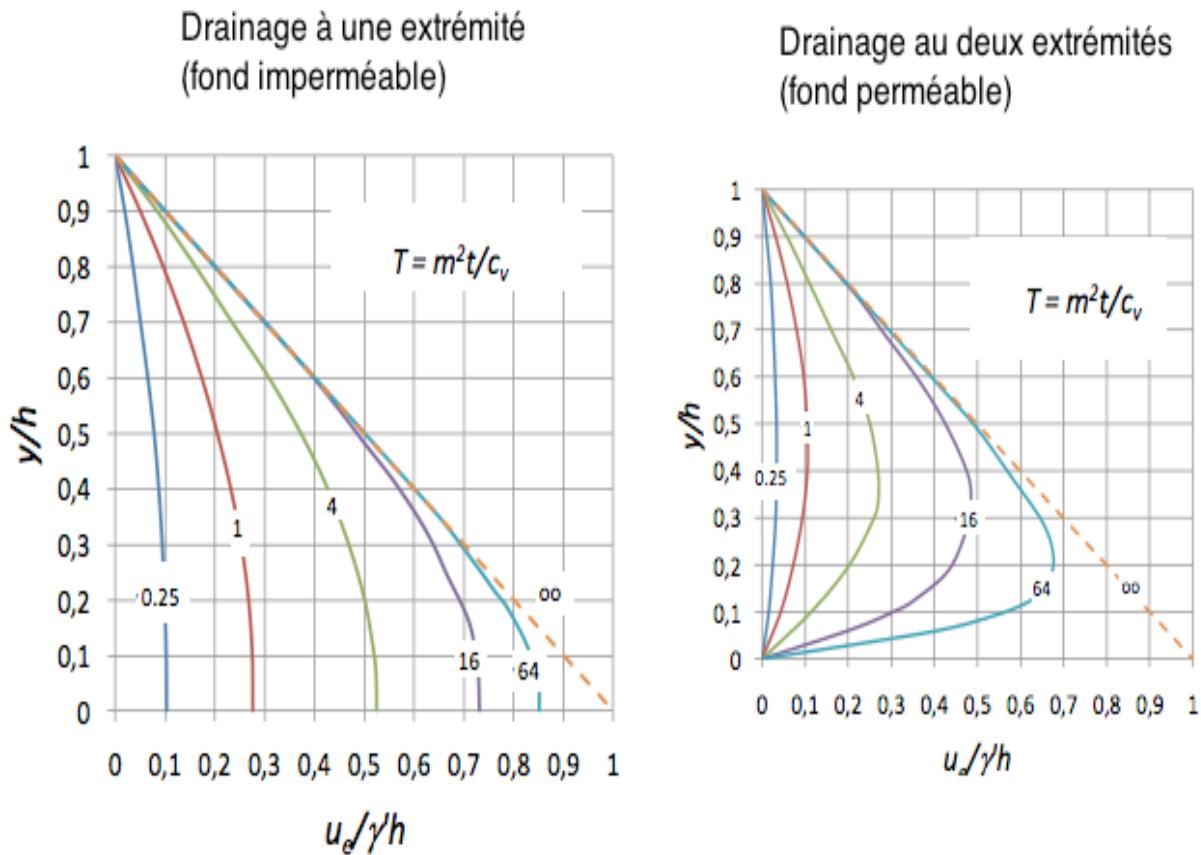


Figure 2-6 : Relation proposée par Gibson (1958) pour la surpression d'eau selon l'élévation pour divers facteurs temps, pour les cas avec fonds imperméable (gauche) et perméable (droite) (solution de Gibson, 1958; adaptée de Pedroni, 2011; voir aussi Blight, 2010).

### 2.1.3 Vitesse de consolidation

Le mécanisme de la consolidation consiste à éjecter un certain volume d'eau hors du sol sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique. La quantité d'eau drainée est reliée au volume du sol, à sa compressibilité ainsi qu'à la contrainte appliquée. La vitesse à laquelle s'effectuera la consolidation varie avec le temps et les contraintes appliquées et dépend de nombreux facteurs, incluant :

- La conductivité hydraulique du sol;
- L'épaisseur de la couche compressible;
- La distance que l'eau interstitielle doit parcourir pour s'échapper de la zone à consolider (distance de drainage);
- L'indice des vides du sol compressible;
- Les propriétés de compression du sol (module de Young E, coefficient  $m_v$ );
- Le gradient hydraulique local.

Le coefficient de consolidation  $c_v$  ( $m^2/s$ , équation 2-15) qui contrôle la vitesse de consolidation d'un matériau, est lié à ses propriétés géotechniques, tels sa conductivité hydraulique  $k$  ( $m/s$ ), son indice des vides  $e$  ainsi que son coefficient de compressibilité  $a_v$ . La vitesse de consolidation augmente si la conductivité hydraulique augmente puisque l'eau circulera plus facilement hors du sol. Plus la couche est épaisse, plus la distance que l'eau devra parcourir augmentera, ce qui diminuera la vitesse de consolidation. Plus un sol est compressible, plus la consolidation sera longue.

Le coefficient de consolidation ( $c_v$ ) peut être mesuré lors d'essais oedométriques de laboratoire. Une contrainte est appliquée sur un échantillon jusqu'à ce que les surpressions  $\Delta u$  soient dissipées. La valeur de  $c_v$  est déterminée à partir des déformations en fonction du temps avec des techniques empiriques d'ajustement de courbe. La valeur de  $c_v$  peut être évaluée par la technique de Cassagrande (Holtz et Kovacs, 1991) utilisant le logarithme du temps ou par la méthode de Taylor (1948) utilisant la racine carrée du temps. Les deux techniques utilisent des

approximations différentes pour la théorie de consolidation de Terzaghi afin de déterminer la valeur de  $c_v$ . En raison des approximations utilisées par chaque technique, on ne peut s'attendre à une concordance parfaite des valeurs. De plus, il n'est pas possible d'identifier une technique comme étant plus représentative. Il est préférable d'évaluer la valeur de  $c_v$  avec les deux techniques. Il arrive souvent que la valeur de  $c_v$  obtenue par la méthode de la racine carrée de  $t$  soit supérieure à la valeur donnée par la méthode du logarithme de  $t$  (Holtz et Kovacs, 1991). Leonards (1962) a démontré que la valeur de  $c_v$  obtenue par ces techniques d'ajustement de courbe pouvait être fortement influencée par des facteurs tels le remaniement, le rapport d'augmentation de la charge, la durée du chargement et la température.

Dans la méthode d'ajustement de courbe selon Cassagrande (Holtz et Kovacs, 1991), on trace le graphique des lectures micrométriques (mm) en fonction du logarithme du temps (min). La méthode est basée sur la détermination de la lecture micrométrique (mm)  $R_{50}$  et du temps (min)  $t_{50}$  correspondant à un degré de consolidation de 50 % pour un palier de chargement donné. Cette valeur est obtenue en déterminant la lecture correspondant à la fin de la consolidation primaire (100 %) et la lecture micrométrique initiale avant le début du test. Le point correspondant à la fin de la consolidation primaire est estimé comme étant le point tangent des deux segments de la courbe de consolidation, tel que montré à la figure (2-7). Par la suite, on réarrange l'équation (2-19a) pour obtenir :

$$c_v = \frac{T_{50}H^2}{t_{50}} \quad (2.25)$$

où  $H$  est la distance maximale de drainage (m),  $t_{50}$  le temps (min) pour que 50 % de la consolidation soit complétée pour un palier de chargement donné, et  $T_{50}$  représente le facteur temps pour obtenir 50 % de la consolidation pour le palier de chargement. Les valeurs de  $T_{50}$  peuvent être obtenues graphiquement à partir de la figure 2-4.

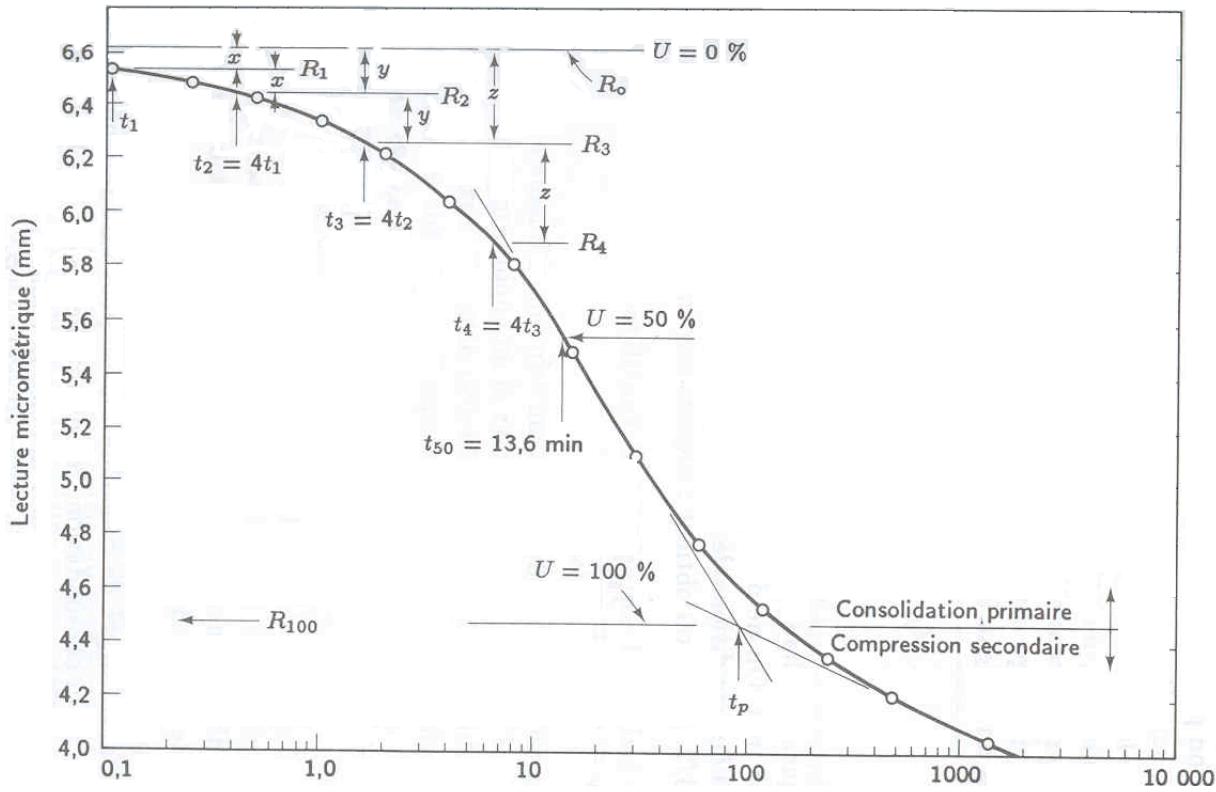


Figure 2-7: Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation  $c_v$  selon la technique de Cassagrande à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).

Avec la méthode de Taylor (1948), on trace les lectures micrométriques (mm) en fonction de la racine carrée du temps ( $\text{min}^{1/2}$ ). Dans ce plan, la courbe théorique forme une droite jusqu'à ce que le degré de consolidation  $U\%$  soit d'environ 60 %. Taylor (1948) a déterminé que l'abscisse du graphique pour un degré de consolidation de 90 % correspondait à 1,15 fois l'abscisse du prolongement de la portion droite, tel qu'illustré à la figure 2-8. Cette technique détermine le temps correspondant à 90% de la consolidation primaire  $t_{90}$  (min). Elle utilise l'équation (2-15a) pour calculer le coefficient de consolidation  $c_v$  avec un facteur temps  $T_{90}$  (obtenu graphiquement selon la figure 2-4) provenant de la théorie de consolidation de Terzaghi.

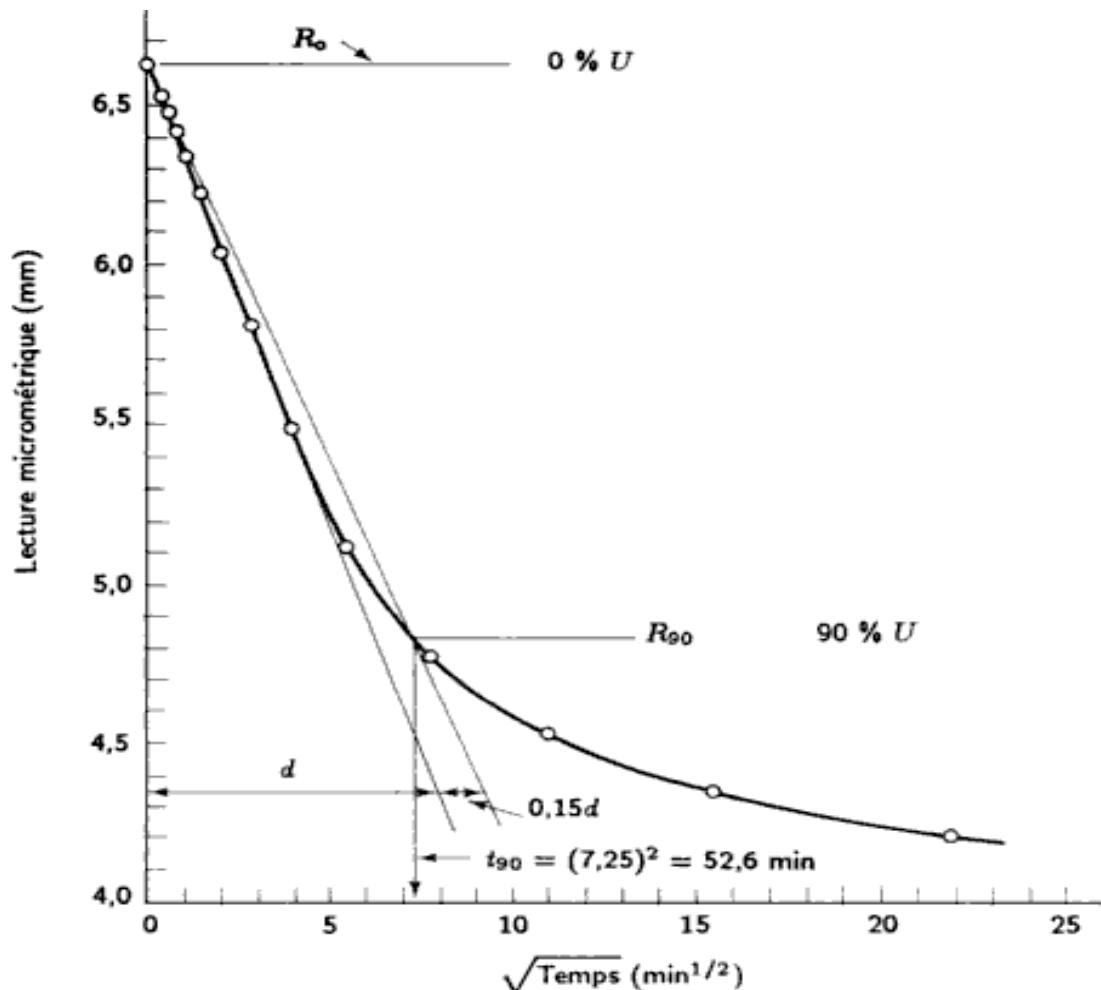


Figure 2-8 : Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation  $c_v$  selon la technique de Taylor (1948) à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).

## 2.2 Consolidation avec drains verticaux

L'accélération de la consolidation de dépôts argileux saturés en utilisant une série de drains circulaires verticaux espacés également et pénétrant totalement la couche est une technique courante en géotechnique (Johnson, 1970). Les drains ont une conductivité hydraulique beaucoup plus élevée que le matériau de la couche compressible. Quand une surcharge est appliquée, l'eau circule de la couche compressible de matériaux fins vers les drains en s'écoulant de manière radiale (horizontale), tel que présenté à la figure 2-9, dissipant rapidement les surpressions  $\Delta u$ . Les types de drains les plus utilisés sont les drains de sable, les drains rocheux (gravier) et les drains commerciaux préfabriqués de type 'Wick' composés de géosynthétiques avec un noyau perméable.

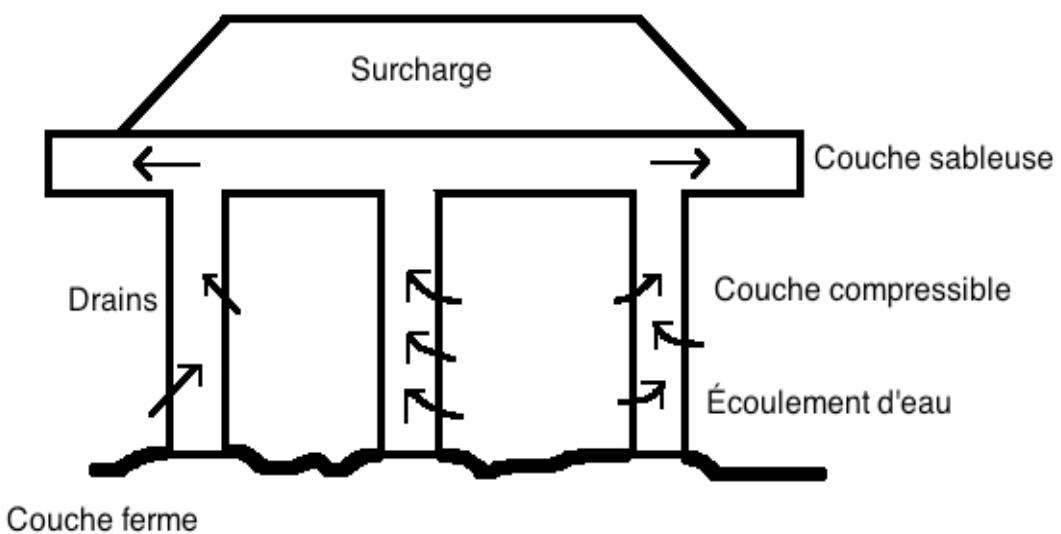


Figure 2-9 : Application de drains verticaux pénétrant totalement dans la couche (vue en coupe, adaptée de McCarthy, 2007).

### 2.2.1 Accélération de la consolidation

En utilisant des drains verticaux, comme pour le cas schématique de la figure 2-9, la distance de drainage maximale pour l'eau interstitielle peut être réduite. Elle passe de l'épaisseur de la couche ( $H$ ) à une demi-fois l'espacement entre les drains ( $r_e$ ). Le rayon effectif d'un drain  $r$  (m) représente l'influence de la zone drainante exercée par les drains (figure 2-10). La géométrie de la zone drainante dépendra de la disposition des drains. Un patron usuel dans les ouvrages géotechniques est la disposition triangulaire résultant en une zone drainante hexagonale qui peut être représentée comme étant circulaire, tel que démontré à la figure 2-10. Un autre patron usuel est la disposition en grille carrée (Bergado et al., 1996).

Dans l'argile, la distance centre à centre entre les drains varie généralement entre 1 et 3,5 m (Holtz, 1987). Si l'espacement entre les drains est inférieur à la distance maximale pour le drainage vertical, un drainage horizontal (radial) efficace se produira, accélérant ainsi la consolidation. Souvent, la conductivité hydraulique horizontale  $k_h$  des sols tend à être plus grande que la conductivité hydraulique verticale  $k_v$ , compte tenu de leur anisotropie, ce qui réduit davantage le temps de consolidation en présence de drains. L'espacement entre les drains a plus d'effet sur le temps de consolidation que le diamètre des drains (Barron, 1948).

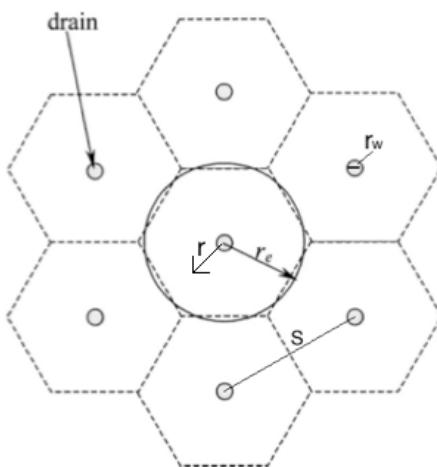


Figure 2-10 : Géométrie de drains de sable en disposition triangulaire. Vue en plan de plusieurs drains et cellules correspondantes (Adaptée de Leo 2004).

Chaque drain peut-être représenté par une cellule cylindrique avec le drain en son centre, tel qu'illustré à la figure 2-10. Le rayon d'action effectif des drains est représenté par  $r_e$  (m). Le rayon d'action du drain est  $r_w$  (m) (figure 2-10). La distance radiale à partir du centre d'un drain est  $r$  (m) et l'espacement entre le centre de deux drains est représenté par  $S$  (m) (figure 2-10).

L'utilisation de drains verticaux pour accélérer la consolidation et augmenter la résistance des sols fins saturés est une technique répandue pour les ouvrages de génie civil. Elle peut aussi être utilisée pour augmenter la consolidation de résidus miniers. Les résidus miniers sont des matériaux fins saturés qui se prêtent bien à l'utilisation de drains verticaux. Par exemple, des drains préfabriqués ont été installés dans le parc à résidus de la mine de cuivre Kennecott en Utah (Dunne et al., 1999). Brown et Greenaway (1999) ont mentionné que la mine Narbalek en Australie et la mine Montana Tunnels aux États-Unis avaient utilisé des drains préfabriqués avec succès pour accélérer la consolidation des résidus. Henderson (2002) documente l'utilisation de drains préfabriqués pour augmenter la consolidation des résidus de la mine d'uranium Atlas Moab, Utah.

## 2.2.2 Drainage radial

La théorie de consolidation 1-D (verticale) de Terzaghi peut être modifiée pour tenir compte de la consolidation radiale pour un problème axisymétrique. Dans un tel cas, on considère souvent l'écoulement radial seulement, (mais non axial). Cette situation représente des drains verticaux utilisés pour accélérer la consolidation d'une couche épaisse d'un sol fin. Le problème peut être représenté par un drain au milieu d'une cellule, tel que montré à la figure 2-10. Dans ces conditions, le côté droit de l'équation de Terzaghi (équation 2-16) reste inchangé, mais le côté gauche est modifié en changeant le système de coordonnées pour passer en coordonnées cylindriques (Scott, 1963):

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \rightarrow c_h \left( \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \quad (2-26)$$

où  $r$  correspond à la distance radiale à partir du centre du drain en condition axisymétrique (tel que montré à la figure 2-10) ;  $c_h$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est le coefficient de consolidation horizontale défini à l'équation (2-15b) ;  $u_r$  est la pression d'eau en excès pour un drainage radial. En substituant l'équation (2-26) dans l'équation (2-16), on obtient l'équation différentielle gouvernant la consolidation radiale dans un sol saturé (Craig, 2004).

$$c_h \left( \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_r}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (2-27)$$

### 2.2.3 Représentation simplifiée de drains verticaux

De nombreuses théories ont été développées pour représenter la consolidation à l'aide de drains verticaux et des solutions ont été proposées pour obtenir le degré de consolidation lors de leur utilisation. Les équations se basent usuellement sur un problème simple axisymétrique constitué d'un seul drain pénétrant totalement la couche au centre d'une cellule cylindrique dans une couche de matériaux compressibles homogènes. Des théories ont été développées pour estimer le degré de consolidation lorsque le drain ne pénètre pas totalement dans la couche à consolider, mais ce sujet ne sera pas abordé ici. La configuration idéalisée du problème simple est montrée à la figure 2-11. Pour analyser l'effet de plusieurs cellules ainsi que des paramètres plus complexes, des analyses numériques peuvent être utilisées. Par contre, l'application de modèles analytiques est utile pour vérifier les modèles numériques. À la figure 2-11, les deux extrémités sont drainantes. Pour tenir compte de problèmes où la base est imperméable, il suffit de considérer une couche compressible deux fois plus épaisse, puisque la distance maximale de drainage vertical doublera.

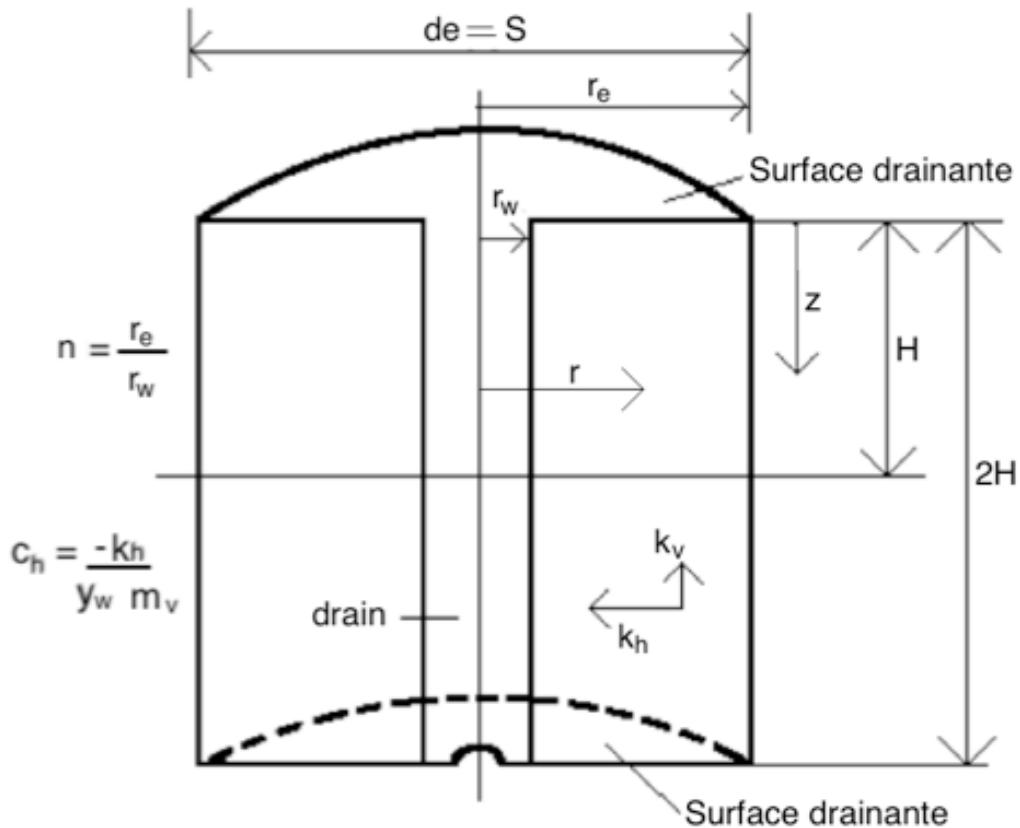


Figure 2-11 : Représentation simplifiée du problème de consolidation avec drains verticales. (Adaptée de Han et Ye, 2002).

La figure 2-11 inclut les paramètres suivants :

$r_e$  : rayon d'action effectif du drain (m)

$r_w$ : rayon actuel du drain ( m)

r : distance radiale à partir du centre du puits (m)

$k_h$ : conductivité hydraulique horizontale dans la zone non remaniée (m/s)

$k_v$  : conductivité hydraulique dans la direction verticale (m/s)

H : distance de drainage vertical maximale pour un drainage aux deux côtés (m)

$z$  : profondeur à partir de la surface du drain ( m )

$c_v$  et  $c_h$ : coefficient de consolidations verticale et horizontale (équations 2-15a, 2-15b)

## 2.2.4 Zone de remaniement et de transition

Un facteur important à considérer lors d'utilisation de drains verticaux est la zone de remaniement ('smear zone'). Lors de l'installation des drains dans une couche de sol mou, une zone sera remaniée suite à l'enfoncement du drain avec un mandrin déplaçant le sol. Cette zone remaniée a généralement une conductivité hydraulique réduite à la périphérie du drain réduisant la vitesse de consolidation. Au lieu de considérer seulement une couche compressible et un drain, il faut ajouter une troisième zone à l'analyse. Le rayon de cette zone de transition sera  $r_s$  (m) et sa conductivité hydraulique est  $k_s$  (m/s). A noter qu'un effet analogue peut se produire dans un système d'inclusions de roches stériles (chapitre 6) pour accélérer la consolidation des rejets miniers si les particules fines des résidus pénètrent les inclusions rocheuses. À ce moment, une certaine zone des roches stériles sera mélangée aux particules fines, ayant comme possible conséquence la diminution de la conductivité hydraulique du drain sur une certaine distance. Cette conductivité hydraulique réduite pourrait diminuer l'efficacité du drain et, par conséquent, affecter le degré de consolidation obtenu en utilisant le drain. Il est toutefois difficile de déterminer l'influence de cette zone et comment la conductivité hydraulique y varie, puisque ces paramètres sont très complexes à obtenir en laboratoire ou in situ.

Plusieurs auteurs se sont penchés sur le problème de la zone de remaniement de sol mou avec une conductivité hydraulique réduite lors de l'installation de drains à l'aide d'un mandrin (Casagrande et Poulos, 1969 ; Hansbo, 1986, 1987, 1997; Bergado et al. 1993 ; Hird et Moseley, 2000 ). Le tableau 2-1 présente une brève synthèse de ces études. La plupart des résultats ont été obtenus pour des mandrins rectangulaires et sont exprimés en diamètre équivalent du mandrin  $d_{m,eq}$  (m). Le diamètre équivalent  $d_{m,eq}$  revient à représenter l'aire de la section d'un mandrin rectangulaire pour un diamètre donnant une aire circulaire équivalente.

Tableau 2.1 : Synthèse de quelques études sur l'influence de la zone de remaniement et le facteur de réduction de la conductivité hydraulique horizontale dans la zone remaniée lors de l'installation de drains de sable à l'aide de mandrins.

Auteur	Zone d'influence du remaniement	Facteur de réduction de la conductivité hydraulique horizontale dans la zone remaniée
Casagrande et Poulos (1969)	aire du mandrin	0,001
Hansbo (1986, 1987, 1997)	2-3 $d_{m,eq}$ du mandrin	0,25-0,33
Bergado et al. (1991)	2-3 $d_{m,eq}$ du mandrin	0,5-0,66
Hird et Moseley (2000)	2-4 $d_{m,eq}$ du mandrin	0,33

Dans les solutions analytiques tenant compte explicitement de la zone remaniée, on divise usuellement le problème en trois zones : le drain avec une conductivité hydraulique très grande ou infinie; une zone remaniée ayant une conductivité hydraulique réduite; et une zone non remaniée de sol ayant une conductivité hydraulique faible. Pour simplifier le problème, on considère que seule la zone du sol non remaniée se consolide et que la zone remaniée ne sert qu'au drainage radial. Ce cas est illustré à la figure 2-12 ; le rayon de cette zone remaniée est  $r_s$  et sa conductivité hydraulique est  $k_s$ . Les autres paramètres sont similaires définis à la figure 2-11.

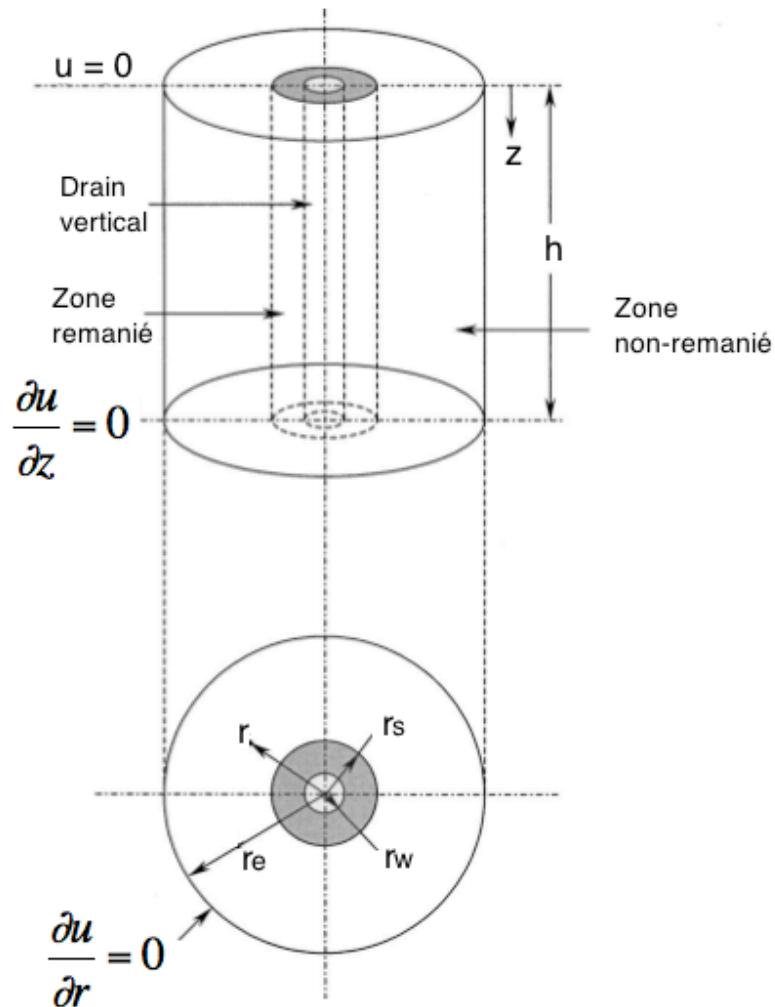


Figure 2-12 : Représentation du problème du drainage vertical avec zone de transition (adapté de Leo, 2004).

Onoue et al., (1991), Madhav et al., (1993), Indraratna et Redana (1998) et Sharma et Xiao (2000) ont effectué des tests de laboratoire à grande échelle avec des drains verticaux. Leurs résultats suggèrent que la conductivité hydraulique n'est pas constante dans la zone remaniée. Un modèle plus juste introduirait une zone de remaniement ('smear zone') proche du drain avec une conductivité hydraulique constante et réduite, et une zone de transition progressive entre la zone de remaniement et la zone non remaniée dans laquelle la conductivité hydraulique de la zone de transition (m/s) varierait (de façon linéaire) entre la conductivité hydraulique réduite de la zone

remaniée  $k_{hs}$  (m/s) et la conductivité hydraulique de la zone non remaniée  $k_{h0}$  (m/s). Ce modèle est présenté à la figure 2-13 pour un mandrin circulaire.

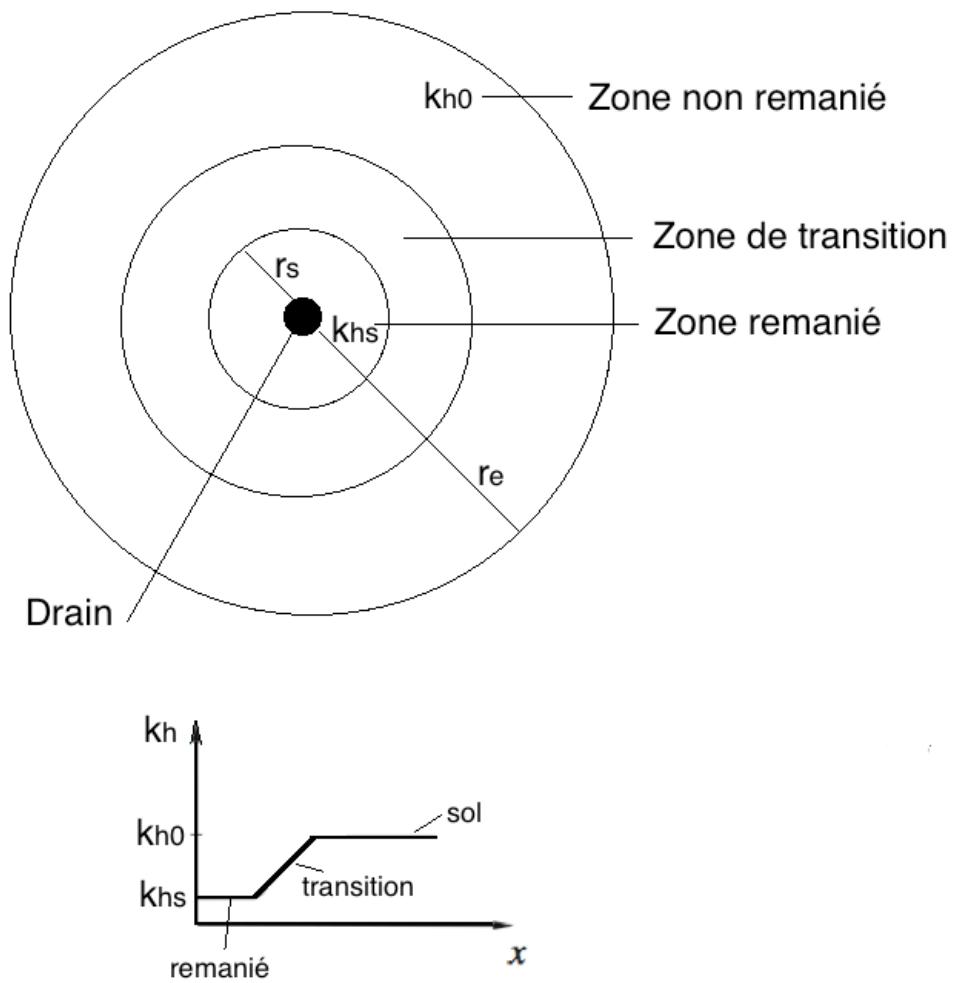


Figure 2-13 : Modèle proposé contenant une zone remaniée, une zone de transition et une zone non remaniée (adapté de Basu et al., 2001).

Onoue et al. (1991) ont observé que le diamètre de la zone remaniée était environ 1,5 fois le diamètre du drain, que la zone de transition était environ 6 à 7 fois le diamètre du drain et que la conductivité hydraulique dans la zone remaniée variait de 0,2 à 0,6 fois la conductivité hydraulique de la zone non remaniée. Madhav et al. (1993) ont fait des mesures avec un mandrin carré et ils ont observé que le diamètre de la zone remaniée était égale à la largeur du mandrin, et que la largeur de la zone de transition était environ 12 fois la largeur du mandrin avec un rapport

de conductivité hydraulique ( $k_h/k_v$ ) de 0,2 dans la zone remaniée. Indraratna et Redena (1998) ont fait des mesures avec des mandrins circulaires et ils ont observé que le rayon de la zone remaniée était d'environ 4 fois le rayon équivalent du drain et que le rayon de la zone de transition serait jusqu'à 7 fois le rayon du mandrin avec un rapport de conductivité hydraulique ( $k_h/k_v$ ) proche de 1 dans la zone remaniée (isotrope lorsque remaniée). Sharma et Xiao (2000) ont observé un rayon similaire pour la zone remaniée avec une zone de transition allant de 6 à 10 fois le rayon du mandrin, avec une conductivité hydraulique horizontale 1,3 fois plus petite dans la zone remaniée que non remaniée. Indraratna et Sathananthan (2008b) ont mené des travaux pour caractériser avec plus de précision l'influence de la zone remaniée utilisant la théorie de l'expansion de cavités avec le modèle Cam-Clay Modifié. Indraratna et Sathananthan (2008a) ont proposé une corrélation entre la conductivité hydraulique dans la zone de transition et la teneur en eau obtenue à l'aide de tests à grande échelle dans un oedomètre :

$$\frac{\Delta k}{k_h} = C \left( \frac{\Delta w}{w_0} \right)^n \quad (2-28)$$

Dans cette équation  $\Delta k$  (%) est la réduction de conductivité hydraulique entre la zone non remaniée et remaniée, C et n sont des facteurs empiriques (-),  $w_0$  (%) est la teneur en eau dans la zone non remaniée et  $\Delta w$  (%) est la réduction de la teneur en eau dans la zone de transition.

Dans la pratique, les analyses sont usuellement basées sur une zone de remaniement avec une conductivité hydraulique réduite constante. Peu de cas pratiques ont été analysés en utilisant une zone de transition dans laquelle la conductivité hydraulique varie.

## 2.2.5 Effet de puits

Le cas idéalisé pour calculer l'accélération de la consolidation autour de drains verticaux fait l'hypothèse d'un drain avec une conductivité hydraulique infinie, n'offrant aucune résistance à l'écoulement. Dans la pratique, les drains n'ont pas une conductivité hydraulique infinie et ne peuvent drainer qu'un certain volume d'eau à une période donnée, ce qui limite leur capacité de

décharge et modifie les résultats en diminuant le degré de consolidation. Le drain avec une conductivité hydraulique finie peut offrir une certaine résistance à l'eau, ralentissant le drainage et retardant la consolidation. L'effet de puits est généralement négligeable dans les drains commerciaux préfabriqués (de type Wick), mais il peut être présent dans un drain de sable, de gravier ou de roches stériles. L'effet de puits est fonction de la conductivité hydraulique du drain et de son aire. On considère que l'effet de puits peut être négligé lorsque la conductivité hydraulique du drain est environ 200 fois supérieure à celle du matériau compressible (Hansbo, 1997).

## 2.2.6 Solutions analytiques pour la consolidation de sols argileux à l'aide de drains sableux

Plusieurs auteurs se sont penchés sur le problème de la consolidation d'une couche de sol en présence de drains verticaux. Les solutions présentées dans cette section ont été développées pour des drains de sable à partir de la théorie 1D de Terzaghi, modifiée pour tenir compte du drainage radial.

### 2.2.6.1 Formulation de Barron

Barron (1948) a été l'un des premiers à se pencher sur le problème de la consolidation radiale d'un matériau argileux avec drains sableux. La théorie de base de la consolidation radiale autour d'un système de drains verticaux est une extension de la théorie classique de consolidation de Terzaghi en 1D. La solution est obtenue en découplant la contribution provenant des drainages vertical et radial (Barron, 1948). Dans un premier temps, on ne considère que la dissipation des pressions d'eau en excès en raison du drainage radial  $u_r$  (kPa) dans la zone de drainage effective, ce qui permet de calculer le degré de consolidation  $U_r$  à une certaine distance radiale  $r$ , à un temps  $t$ . La dissipation des pressions interstitielles en excès  $u_v$  due au drainage vertical se calcule avec l'équation de Terzaghi (équation 2-16), ce qui permet d'obtenir le degré de consolidation  $U_v$  à une certaine profondeur  $z$ , à un temps  $t$ . Le degré de consolidation global  $U$ , à un temps  $t$ , en

raison du drainage vertical et radial à une certaine distance radiale et profondeur, peut être calculé avec l'équation de Carillo (1942) (équations 2-2a et 2-2b).

La technique de Barron (1948) est basée sur un cas simple axisymétrique, tel que démontré à la figure 2-11. Les hypothèses de base utilisées dans sa dérivation sont similaires à celles utilisées dans la théorie classique de consolidation de Terzhagi. Les principales hypothèses sont : l'eau et le sol sont incompressibles ; l'eau s'écoule suivant la loi de Darcy ; le sol est homogène ; la déformation est petite. Les hypothèses suivantes sont aussi implicitement considérées :

- La charge verticale est initialement supportée par la pression d'eau excédentaire ;
- Les tassements et déformations dues aux contraintes de compression dans la couche compressible s'effectuent verticalement ;
- La zone d'influence de chaque drain est représentée par un cercle ;
- La distribution de la surcharge qui cause  $\Delta u$  est uniforme ( $u_0 = \Delta u_{\text{initiale}} = \Delta \sigma$ ) ;
- Le drainage peut s'effectuer aux deux extrémités de la couche compressible.

La solution de Barron (1948) évalue les pressions d'eau excédentaires pour un cas où la charge est appliquée instantanément et gardée constante dans le temps. L'équation de base utilisée est l'équation différentielle de consolidation radiale lors de la consolidation 1-D (équation 2-27). En raison de l'hypothèse de la surcharge instantanée et uniforme, le terme  $(\partial \sigma_v / \partial t)$  à droite de l'équation disparaît. L'équation de consolidation devient alors :

$$c_h \left( \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_r}{\partial t} \quad (2-29)$$

Les termes de cette équation sont définis à l'équation (2-27). Barron (1948) a utilisé les conditions aux frontières suivantes :

$$\frac{\partial u_r}{\partial t} = 0 \quad \text{à } r = r_e \quad (2-30)$$

$$u_r = 0 \quad \text{à } r = r_w \quad (2-31)$$

La première condition (équation 2-30) signifie que le rayon d'influence externe du drain est une limite imperméable, ou qu'aucune circulation ne traverse cette frontière à cause de la symétrie. La deuxième condition (équation 2-31) signifie que la pression d'eau en excès à la limite du drain sera nulle.

Dans un premier temps, Barron (1948) s'est penché sur le problème idéalisé sans zone de remaniement et d'effets de puits pour deux cas de déformation. Le premier cas est une déformation libre ('free strain') et le deuxième est une déformation verticale uniforme ('equal vertical strain'). Lors de la consolidation, la zone proche du drain se consolide plus rapidement que celle éloignée. Cette différence cause des tassements différentiels en surface du sol pouvant créer une redistribution de la charge sur le sol et influencer la vitesse de consolidation. Pour une déformation libre, on assume que les tassements différentiels n'ont aucun effet sur la redistribution de la charge sur le sol et la vitesse de consolidation. Dans le cas d'une déformation verticale uniforme, le sol à proximité du drain se consolide plus rapidement que le sol éloigné, et l'on tient compte de la redistribution de la charge sur le sol. Barron (1948) a démontré que le degré de consolidation obtenu utilisant par les deux formulations est très semblable, spécialement, pour des valeurs élevées du rapport  $r_e / r_w$ .

Barron (1948) recommande, à des fins pratiques, l'utilisation de la technique de déformation verticale uniforme puisque sa solution est beaucoup plus simple à appliquer. Cette condition revient à imposer la même déformation verticale à la surface du sol. Dans l'équation (2-29), le côté droit est remplacé par  $\bar{u}_r / \partial t$  où  $\bar{u}_r$  est une fonction du temps représentant la pression d'eau en excès moyenne liée au drainage radial entre  $r$  et  $r_e$  sur toute l'épaisseur de la couche (voir figure 2-11). L'équation différentielle devient donc :

$$c_h \left( \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) = \frac{\bar{u}_r}{\partial t} \quad (2-32)$$

La solution de Barron (1948) qui définit l'évolution des pressions d'eau avec un drainage radial pour le cas idéal avec la condition de la déformation verticale uniforme (équation 2-30) est :

$$u_r = \frac{4\bar{u}_r}{d_e^2 F(n)} \left[ r_e^2 \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad (2-33)$$

$$\bar{u}_r = u_0 \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right) \quad (2-34)$$

où  $u_r$  est la pression d'eau en excès dans les pores en condition de drainage radial ;  $d_e$  est le diamètre d'influence du drain et est égal à  $2 r_e$  ;  $T_h$  est le facteur temps pour le drainage radial défini à l'équation (2-19b) ;  $r$  et  $r_w$  sont définis à la figure 2-11. Dans ces équations,  $F(n)$  représente le facteur d'espacement des drains :

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2-35)$$

où  $n$  est le rapport entre le rayon d'influence du drain et le rayon du drain ( $n = r_e / r_w$ ).

Le degré de consolidation en raison du drainage radial  $U_r$  est calculé en utilisant l'équation 2-1, en remplaçant  $U$  par  $U_r$  et  $u$  par  $u_r$  (provenant de l'équation 2-33). Le degré de consolidation en raison du drainage vertical  $U_v$  peut être calculé avec l'équation 2-16 et l'équation 2-1 en remplaçant  $U$  par  $U_v$  et  $u$  par  $u_v$ . Le degré de consolidation moyen en raison du drainage vertical et radial est calculé avec l'équation de Carillo (équation 2-2).

Le degré de consolidation moyen  $\bar{U}_r$  dû au drainage radial entre  $r$  et  $r_e$  est indépendant de la profondeur  $z$ . Pour le cas idéalisé, le degré de consolidation moyen dû au drainage radial  $\bar{U}_r$  en fonction du temps peut être calculé par l'équation suivante (Barron, 1948) :

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left(\frac{-8c_h t}{d_e^2 F(n)}\right) \quad (2-36)$$

Pour obtenir le degré de consolidation moyen  $\bar{U}$  attribuable au drainage radial et vertical pour toute la couche, on calcule  $\bar{U}_r$  à l'aide de l'équation 2-36 et  $\bar{U}_v$  selon l'équation 2-22. On obtient  $\bar{U}$  en utilisant les termes  $\bar{U}_r$  et  $\bar{U}_v$  dans l'équation de Carrillo (1942) (équation 2-2).

Barron (1948) a aussi proposé des solutions générales pour calculer l'évolution des pressions interstitielles avec une zone de remaniement et des effets de puits. Ces solutions générales sont plus complexes et Barron (1948) ne donne pas d'équations explicites pour les résoudre et calculer le degré de consolidation, suggérant plutôt l'utilisation d'une intégration graphique ou de la règle d'intégration numérique de Simpson. Pour ces raisons, la solution de Barron (1948) pour le cas non idéal est peu utilisée en pratique. La formulation la plus utilisée de la théorie de Barron (1948) est celle pour le cas idéal, présentée ici. Cette formulation prédisait bien le degré de consolidation dans les cas simples. Comme prévu, elle donne des degrés de consolidation supérieurs à la formulation de Terzaghi sans drainage radial.

### 2.2.6.2 Formulation de Hansbo

Hansbo (1981) a introduit des approximations dans la solution générale de Barron (1948) pour produire une solution explicite pour le degré de consolidation à une profondeur donnée produit par le drainage radial en présence d'une zone de remaniement et des effets de puits. Les hypothèses de base sont les mêmes que celles de Barron (1948) et sa solution est basée sur le cas de déformations verticales uniformes dans le cas où la loi de Darcy est applicable. Hansbo (1981) mentionne que les déformations libres et uniformes donnent des solutions très similaires, comme Barron (1948) l'avait mentionné auparavant. La solution de Hansbo (1981) utilise la formulation obtenue par Barron (1948) et remplace le facteur d'espacement des drains  $F(n)$  dans celle-ci, telle que définie par l'équation (2-35), par un terme  $F(m)$  (équation 2-37). Ce terme prend en compte la zone de remaniement ( $F_s$ ) et les effets de puits ( $F_r$ ). Le facteur  $F_r$  pour l'effet de puits n'est valide que si la conductivité hydraulique  $k_h$  de la couche est constante sur toute son épaisseur. La solution complète de Hansbo (1981) inclut une contribution du drainage radial et vertical de manière similaire à Barron (1948) et elle utilise l'équation de Carrillo (1942) (équation 2-2). La contribution verticale est calculée avec l'équation de Terzaghi (équation 2-22).

Le degré de consolidation radiale moyen  $\bar{U}_r$  entre  $r_s$  et  $r_e$  à une profondeur  $z$  est égal à (Hansbo, 1981) :

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left(\frac{-8c_h t}{d_e^2 F(m)}\right) \quad (2-37)$$

$$F(m) = F(n) + F_s + F_r = \ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - 0,75 + \pi z (2H - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (2-38)$$

$$q_w = k_w * A_w \quad (2-39)$$

où  $F(n)$  représente le facteur d'espacement des drains défini dans la solution de Barron (équation 2-35);  $F_s$  représente l'effet de la zone de remaniement et  $F_r$  représente l'effet de puits;  $k_h$  (m/s) est la conductivité hydraulique horizontale et  $k_s$  est la conductivité hydraulique horizontale réduite dans la zone de remaniement;  $q_w$  est la capacité de décharge du drain ( $m^3/s$ ) qui est donnée par la conductivité hydraulique du drain  $k_w$  (m/s) multiplié par l'aire de section du drain  $A_w$  ( $m^2$ );  $d_e$ ,  $d_s$  et  $d_w$  sont des diamètres (m) ayant la même signification que les termes de rayon ( $r_e$ ,  $r_s$ ,  $r_w$ ) de la figure 2-11.

Dans le cas d'un drain idéal,  $F_r = 0$  et le paramètre  $F(m)$  devient :

$$F(m) = F(n) = \ln(n) - 0,75 \quad (2-40)$$

Pour un cas idéal, les formulations de Barron (1948) et de Hansbo (1981) ne sont pas identiques, car il y a des différences entre les équations (2-40) et (2-35), causées par les hypothèses simplifiées de Hansbo (1981). Mais les deux solutions donnent des résultats très similaires. Pour un cas non idéal, le degré de consolidation moyen en fonction de la profondeur obtenue par l'équation de Hansbo (1981) sera moindre que le degré de consolidation obtenu par l'équation de Barron (1948) pour le cas idéal, compte tenu des effets de remaniement et de puits. À noter que la solution de Hansbo (1981) pour le degré de consolidation radiale moyen devient indépendant de la profondeur  $z$  si les effets de puits sont ignorés.

### 2.2.6.3 Formulation de Leo pour chargement uniforme

Leo (2004) a développé une technique analytique pour résoudre le problème de consolidation radiale autour d'un drain sableux pour un chargement uniforme, en considérant un drainage radial et vertical couplé (et non comme une combinaison non couplé du drainage radial et vertical comme l'ont fait Barron, 1948 et Hansbo, 1981). Une approche similaire avait aussi été développée par Yosikuni et Nakanado (1974). La technique de Leo (2004) utilise les séries de Fourier et les fonctions de Bessel, mais ne requiert pas de trouver les racines contrairement à l'approche de Yosikuni et Nakanado (1974). Cela permet de formuler une solution analytique simple en utilisant le chiffrier Excel pour calculer les fonctions de Bessel et les solutions correspondantes. De plus, l'approche de Leo (2004) permet de considérer l'application d'une surcharge incrémentale (section 2.2.7). La représentation du problème et les hypothèses de base de Leo (2004) sont très similaires à celles utilisées par Barron (1948). Le problème consiste en un drain vertical cylindrique entouré d'une zone remaniée et d'une zone non remaniée (figure 2-12). Seulement le drainage radial agit dans la zone remaniée. La consolidation est considérée seulement dans la zone non remaniée. Le drainage est permis aux deux extrémités de la couche. Les équations de Leo (2004) tiennent aussi compte des effets de puits.

La solution complète de Leo (2004) pour calculer la pression d'eau excédentaire dans le cas du chargement uniforme est une série de Fourier sinusoïdale. L'équation complète est obtenue en faisant des substitutions dans l'équation de continuité. Elle permet de calculer la pression en excès couplée  $u(r,z,T_h)$  (kPa) en fonction de la distance radiale  $r$  à partir du centre du puits, de la profondeur  $z$  à partir de la surface du sol et du facteur de temps  $T_h$ . La solution obtenue peut s'exprimer comme suit :

$$u(r,z,T_h) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi\Omega_n} e^{-8T_h/v_n} [c_{1n} I_0(\mu_n r) + c_{2n} K_0(\mu_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (2-41)$$

où  $u_0$  est la pression initiale en excès au temps 0 (kPa);  $n$  est le rapport  $r_e / r_w$ ;  $r$  est la distance radiale à partir du centre du puits (m);  $z$  (m) est la profondeur à partir de la surface pour laquelle on recherche la valeur de  $u(r,z,T_h)$ ;  $T_h$  est le facteur de temps en condition radiale défini à l'équation (2-19b). Les autres paramètres sont des coefficients de substitution indiqués à l'Annexe 1.

En solutionnant l'équation (2-41) en coordonnée radiale, il devient possible de calculer la pression interstitielle moyenne (de façon couplée) dans la direction radiale entre  $r_s$  et  $r_e$  à une profondeur  $z$  et un facteur temps  $T_h$  :

$$\bar{u}(z, T_h) = \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_s^2)} \int_{r_s}^{r_e} u(r, z, T_h) 2\pi r dr = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi} e^{-8T_h/v_n} \sin \omega_n z \quad (2-42)$$

En solutionnant l'équation (2-41) en coordonnée verticale, il devient possible de calculer la pression interstitielle moyenne de façon couplée dans la direction verticale entre la surface et la base de la couche du sol pour un rayon  $r$  et un facteur temps  $T_h$  :

$$\bar{u}(r, T_h) = \frac{1}{h} \int_0^h u(r, z, T_h) dz = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8u_0}{(2n+1)^2 \pi^2 \Omega_n} [c_{1n} I_0(\mu_n r) + c_{2n} K_0(\mu_n r) + 1] e^{-8T_h/v_n} \quad (2-43)$$

Les pressions d'eau en excès moyennes (verticale et radiale) dans la couche compressible pour un chargement uniforme pour un temps  $T_h$   $\bar{u}(T_h)$  sont obtenues en solutionnant l'équation 2-41 dans la direction radiale et verticale. Cette solution peut s'écrire de la façon suivante :

$$\bar{u}(T_h) = \frac{1}{h} \int_0^h \bar{u}(r, z, T_h) dz = \frac{1}{h} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi} e^{-8T_h/v_n} \int_0^h \sin \omega_n z dz = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8u_0}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-8T_h/v_n} \quad (2-44)$$

Le degré de consolidation moyen (%) peut alors être calculé selon les conditions radiales (entre  $r_s$  et  $r_e$ ) en fonction de la profondeur et du temps  $\bar{U}(z, T_h)$ , ou selon les coordonées verticales (entre 0 et  $H$ ) en fonction de la distance radiale et du temps  $\bar{U}(r, T_h)$ , ainsi que pour l'ensemble de la couche en fonction du temps seulement  $\bar{U}(T_h)$ . Les degrés de consolidation moyens sont définis aux équations 2-45, 2-46 et 2-47. La valeur des pressions initiales en excès  $u_0$  a un impact important dans ces équations :

$$\bar{U}(z, T_h) = \frac{u_0 - \bar{u}(z, T_h)}{u_0} \quad (2-45)$$

$$\bar{U}(r, T_h) = \frac{u_0 - \bar{u}(r, T_h)}{u_0} \quad (2-46)$$

$$\bar{U}(T_h) = \frac{u_0 - \bar{u}(T_h)}{u_0} \quad (2-47)$$

En faisant les substitutions nécessaires dans l'équation (2-47), on obtient l'équation décrivant le degré de consolidation moyen sur l'ensemble de la couche de sol non remanié considérant les effets des drainages radial et vertical couplés (Leo, 2004) :

$$\bar{U}(T_h) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-8T_h/v_n} \quad (2-48)$$

## 2.2.7 Surcharge progressive

La majorité des solutions analytiques sont basées sur l'application instantanée d'une surcharge maintenue constante avec un drain pénétrant totalement la couche. En pratique, l'application de la surcharge se fait de manière progressive (par palier), ce qui peut donner un degré de consolidation plus faible que prévu par la théorie. Certains auteurs tels que Tang et Onitsuka (2000), Leo (2004) et Conté et Troncone (2009) se sont penchés sur les cas avec applications progressives de la surcharge.

Les équations précédentes sont valides pour le cas où la surcharge est appliquée uniformément et instantanément et ne varie pas durant la consolidation. Ce type de chargement est le même que postulé pour les solutions de Barron (1948) et Hansbo (1981). En pratique, la surcharge est plutôt appliquée de manière graduelle, ce qui résulte en des pressions interstitielles qui changent en fonction de la surcharge et du temps. Leo (2004) s'est penché sur un type de chargement plus réaliste de type chargement en rampe, avec effet de puits et de zone de remaniement. Dans ce

type de chargement, la surcharge est appliquée graduellement et est augmentée jusqu'à atteindre un certain plateau, tel qu'illustré à la figure 2-14. Le cas du chargement en rampe avait été traité auparavant pour un drain idéal par Olson (1977). Rappelons que la solution de Gibson (1958) propose des modifications à l'équation de consolidation 1D vertical de Terzaghi pour traiter du chargement progressif, mais Chin a décidé de traiter le problème de manière couplée (et non comme une combinaison non couplée du drainage radial et vertical).

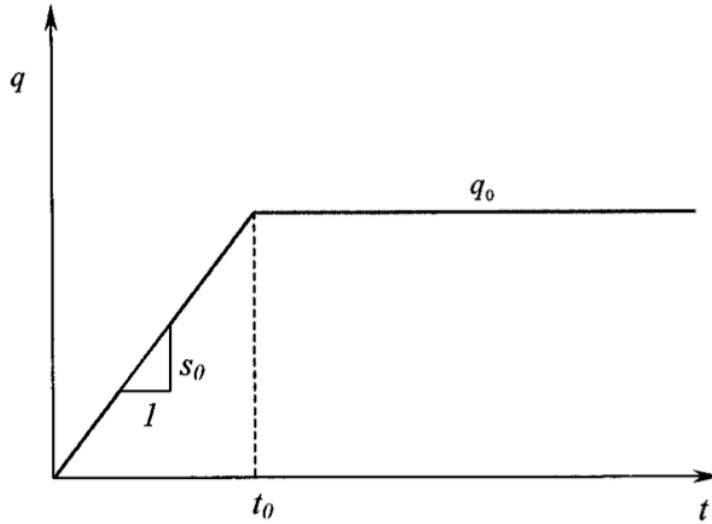


Figure 2- 14 : Exemple de chargement progressif (adapté de Leo, 2004).

La figure 2-14 montre un exemple de chargement progressif. Initialement, la contrainte  $q$  (kPa) est nulle et elle augmente linéairement jusqu'au temps  $t_0$ ;  $s_0$  représente la pente (taux de chargement) (kPa/s). Au-delà du temps  $t_0$ , la surcharge atteint sa valeur maximale  $q_0$  (kPa) et reste constante.

Les conditions de chargement en fonction du temps  $q(t)$  de la figure 2-14 peuvent être représentées comme ceci :

$$q = s_0 * t, \text{ pour } t \leq t_0 \quad (2-49)$$

$$q = q_0, \text{ pour } t \geq t_0$$

L'équation (2-50) est une version modifiée de l'équation 2-41 de Leo (2004) qui tient compte du chargement progressif et du temps nécessaire pour atteindre la surcharge maximale  $q_0$  :

$$u(r, z, T_h) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4s_0}{c_v w_n^2 (2n+1)\pi} \left\{ e^{[-8(T_h - T_{h0})/v_n]H(T_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/v_n} \right\} [c_{1n} I_0(u_n r) + c_{2n} K_0(gm_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (2-50)$$

où  $s_0$  est défini à la figure 2-14 et les autres termes de l'équation 2-50 sont les mêmes que ceux de l'équation 2-41. Les paramètres de substitution restent inchangés (Annexe 1).  $H(t)$  est une fonction mathématique (Heavyside) définie à l'équation 2-51 :

$$H(t) = 0, \text{ pour } t < 0$$

$$H(t) = 1, \text{ pour } t > 0 \quad (2-51)$$

$$H(t) = 1/2, \text{ pour } t = 0$$

Un facteur temps  $T_{h0}$  lors du chargement progressif est inclus dans l'équation 2-50. Sa valeur est :

$$T_{h0} = \frac{c_h t_0}{4r_e^2} \quad (2-52)$$

où  $t_0$  (temps) est défini à la figure 2-14 ; les autres termes ont été définis à la figure 2-11.

L'équation (2-53) est utilisée pour obtenir les pressions interstitielles de façon couplée en fonction de la profondeur et de la distance radiale pour un chargement en rampe. La pression d'eau moyenne en excès  $\bar{u}(T_h)$  dans la couche de sol consolidé en raison du drainage radial et vertical pour un facteur de temps donné lors d'un chargement en rampe est calculée avec l'équation suivante :

$$\bar{u}(T_h) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8s_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi^2} \left\{ e^{-[8(T_h - T_{h0})/v_n]H(T_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/v_n} \right\} \Omega_n \quad (2-53)$$

Les termes de cette équation sont définis plus haut (après l'équation 2-49). Le degré de consolidation moyen de la couche non remaniée dû au drainage radial et vertical, pour un facteur temps donné  $T_h$ , est exprimé par :

$$\bar{U}(T_h) = \frac{[q(t)/q_0]u_0 - \bar{u}(T_h)}{u_0} \quad (2-54)$$

où  $q_0$  représente la contrainte maximale (figure 2-14) et  $q(t)$  est défini à l'équation 2-49.

En substituant les termes dans l'équation (2-54) par ceux de l'équation (2-53), on obtient une équation explicite pour calculer le degré de consolidation de la couche de sol non remaniée attribuable au drainage radial et vertical couplé lors de l'application d'une surcharge progressive:

$$\bar{U}(T_h) = \frac{T_h}{T_{h0}} + \left(1 - \frac{T_h}{T_{h0}}\right)H(T_h - T_{h0}) - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8s_0/u_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi^2} \left\{ e^{-[8(T_h - T_{h0})/\omega_n]H(T_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/\omega_n} \right\} \Omega_n \quad (2-55)$$

On fait ici l'hypothèse que  $u_0 = q_0$  (pression interstitielle excédentaire au temps  $t_0$  égale à la surcharge uniforme). Les autres paramètres ont été définis aux équations précédentes (2-41 à 2-43 et 2-50 à 2-52).

Les équations de Leo (2004) se prêtent à une résolution par le code Excel qui inclut les fonctions de Bessel. L'avantage des équations de Leo (2004) est la possibilité de résoudre les problèmes de remaniement et d'effets de puits, et d'obtenir une solution explicite relativement simple pour le degré de consolidation, tout en incluant un chargement progressif. Leo (2004) a comparé ses solutions à celles de Baron (1948) et Hansbo (1981) pour un cas idéal et à celles de Hansbo (1981) pour un cas non idéal avec effets de puits et zone de remaniement. Dans le cas idéal, les

trois solutions donnent des résultats identiques. Pour le cas non idéal, la solution de Leo (2004) est très similaire à celles obtenues par Hansbo (1981), avec de faibles écarts. Le degré de consolidation obtenu pour un chargement progressif est inférieur à celui obtenu avec le chargement instantané pour des temps inférieurs à  $t_0$ , puis il devient identique une fois la valeur de temps  $t_0$  dépassée.

Conté et Troncone (2009) ont repris la solution de Barron (1948) et l'ont modifiée pour prendre en compte une surcharge variant en fonction du temps, en utilisant le théorème de Duhamel (Carslaw et Jaeger, 1959). Conté et Troncone (2009) ont développé des équations pour le cas simple (figure 2-11) et le cas non idéal avec effets de puits et zone de remaniement (figure 2-12). La vitesse d'application de la surcharge en fonction du temps  $q(t)$  peut être définie par l'usager. La technique n'est pas limitée sur le type de chargement (contrairement aux solutions de Chin, 2004). Chaque segment de la fonction de chargement  $q(t)$  est développé en composantes harmoniques utilisant une série de Fourier, en calculant la contribution à la pression excédentaire de chaque composante harmonique, puis en les superposant. La figure 2-15 montre un exemple de chargements possibles. La figure 2-15a inclut trois segments, dont un chargement progressif et un chargement instantané. La figure 2-15b inclut quatre segments, dont un chargement progressif, un chargement instantané et un déchargement instantané. La pression excédentaire découlant de chaque segment est obtenue en utilisant les composantes harmoniques surimposées pour obtenir la solution finale. Pour définir les composantes harmoniques de la série de Fourier, il faut définir l'amplitude et la fréquence de la fonction pour chaque segment.

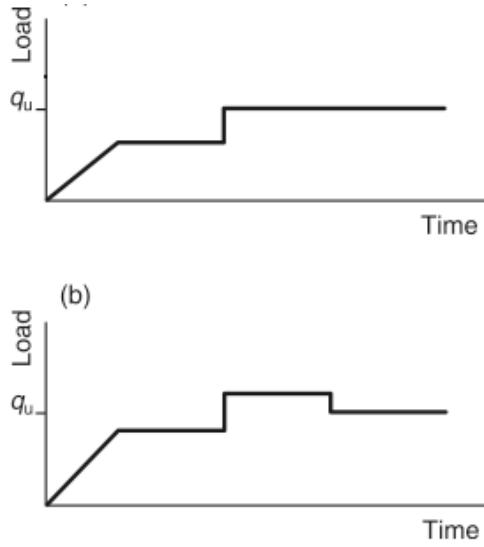


Figure 2-15 a-b : Exemple d'une fonction de chargement qui dépend du temps (tiré de Conté et Troncone (2009)).

La figure 2-15 illustre quelques chargements possibles. Il est possible de définir d'autre fonctions de chargement  $q(t)$  pourvu que l'amplitude et la fréquence de chaque segment soient connues.

Le degré de consolidation moyen de la couche de sol consolidé en raison du drainage radial pour un temps  $t$ ,  $\bar{U}_r$  est obtenu par l'équation (Conté et Troncone, 2009):

$$\bar{U}_r = \frac{q(t) - \bar{u}_r}{q_u} \quad (2-56)$$

où  $q(t)$  est la surcharge au temps  $t$  et  $q_u$  est la valeur finale de la surcharge telle que définie à la figure 2-15.  $\bar{u}_r$  est la pression en excès moyenne (kPa) dépendant du temps et donnée par :

$$\bar{u}_r = \sum_{k=1}^M Y_k(t) \quad (2-57)$$

où  $Y_k(t)$  est une fonction dépendante du temps basée sur l'équation de Barron (1948). La formulation de cette fonction est différente pour le cas simple et pour le cas non idéal. Les équations complètes de Conté et Troncone (2009) donnent le degré de consolidation moyen attribuable au drainage radial. Le degré de consolidation total est calculé en utilisant le théorème de Carillo (équation 2-2) comme dans le cas de Barron (1948).

Similairement, Tang et Onitsuka (2000) se sont penchés sur le cas d'un chargement progressif (continu ou incrémental) variant avec le temps, en utilisant les intégrales de Duhamel modifiées pour le cas d'une déformation libre avec effets de puits et zone de remaniement. L'approche a inspiré celle employée par Conté et Troncone (2009). Ces travaux (Tang et Onitsuka 2000) indiquent que le théorème de Carrillo (1942) (équation 2-2) n'est plus strictement valide lorsque la surcharge n'est pas constante dans le temps. Par contre, les solutions obtenues en utilisant le théorème de Carrillo (1942) avec une surcharge variable dans le temps sont très proches des résultats obtenus avec les autres techniques.

## 2.2.8 Consolidation avec drains de gravier

Les drains de gravier constituent un autre type de drains qui peuvent être installés pour accélérer la consolidation d'un sol. Au lieu de contenir du sable ou une bande mince recouverte de géosynthétique, la colonne de gravier contient des granules de tailles diverses. La distribution de la taille des granules est définie lors de l'étape du design. La conductivité hydraulique accrue de la colonne de roches (ou gravier) crée un drainage radial qui accélère la dissipation des pressions d'eau. Ce mécanisme est identique à celui des drains sableux (et préfabriqués) et a été analysé en détail par plusieurs auteurs selon la théorie du drain vertical au milieu d'une cellule cylindrique. Il y a deux différences majeures entre les drains sableux et de gravier qui peuvent modifier l'application des solutions analytiques. Les analyses sur les drains de sable telles que développées par Baron (1948), Hansbo (1981) et Leo (2004) négligent la rigidité du drain, ce qui est une hypothèse considérée comme acceptable pour le sable. Par contre, pour les drains de gravier, la rigidité (habituellement représentée par le module de Young E) est plus élevée et peut réduire la contrainte verticale dans le sol à proximité des drains, ce qui diminue la génération des pressions interstitielles localement. Les drains de gravier ont typiquement une rigidité allant de 10-20 fois celle de l'argile (Barksdale et Bachus 1983). Le mécanisme de réduction des contraintes verticales lors de l'utilisation de drains rocheux (ou de gravier) peut contribuer de façon non négligeable à l'évolution des pressions interstitielles dans la couche compressible lors du processus de consolidation (Han et Ye 2002). La deuxième différence est le rapport entre le diamètre du drain et sa zone d'influence qui est généralement plus petit de 1,5-5 fois pour les drains de graviers.

Han et Ye (2001) ont développé une solution analytique pour le degré de consolidation en tenant compte de la rigidité de la colonne. Cette solution est valide pour un cas idéal sans zone de remaniement et effets de puits. La surcharge est uniforme et constante et la déformation est verticale et uniforme en surface ('equal strain'). Les hypothèses de base sont identiques à celles utilisées par Barron (1948). La solution obtenue pour le drainage radial suit l'équation de Barron (1948) (équation 2-34). La différence dans la solution est l'inclusion d'un facteur temps modifié  $T_{hm}$  lors de l'utilisation de drains de gravier (Han et Ye, 2001) :

$$T_{hm} = \frac{c_{hm} t}{d_e^2} \quad (2-58)$$

où  $d_e$  est le diamètre effectif du drain (m), tel que défini à la figure 2-11, et  $t$  représente le temps (s). La différence entre cette formulation du facteur temps et l'équation 2-34 est l'inclusion d'un coefficient de consolidation avec drainage radial modifié  $c_{hm}$  :

$$c_{hm} = c_h \left( 1 + n_s \frac{1}{n^2 - 1} \right) \quad (2-59)$$

où  $n$  est défini à la figure 2-11 ;  $n_s$  est le rapport entre la contrainte appliquée sur le drain de gravier et la contrainte appliquée sur le sol adjacent. Ce rapport prend des valeurs typiques situées entre 2 et 5. Han et Ye (2001) suggèrent d'utiliser le rapport entre le coefficient de compressibilité volumique du sol adjacent  $m_v$  et celui du drain rocheux  $m_{v,c}$  :

$$n_s = \frac{m_v}{m_{v,c}} \quad (2-60)$$

La solution pour la consolidation verticale suit l'équation de Terzaghi (équation 2-21) avec un facteur temps modifié  $T_{vm}$ , suivant les équations 2-58 et 2-59. La solution pour la consolidation en raison du drainage radial et vertical est obtenue avec l'équation de Carillo (1942) (équation 2-2). Han et Ye (2001) ont noté que, dans bien des cas, la consolidation en raison du drainage vertical est négligeable comparée à la consolidation radiale lorsque la distance de drainage radial

est beaucoup plus petite que la distance verticale. Cela n'est pas toujours vrai, selon la configuration des drains et de l'épaisseur de la couche.

Par la suite, Han et Ye (2002) ont adapté leurs équations pour tenir compte de la zone de remaniement et de l'effet de puits dans des drains de gravier. L'expression donnant le degré de consolidation moyen de la couche de sol non remaniée en raison du drainage radial incluant la zone de remaniement et les effets de puits suit le format des solutions de Barron (1948) et Hansbo (1981) :

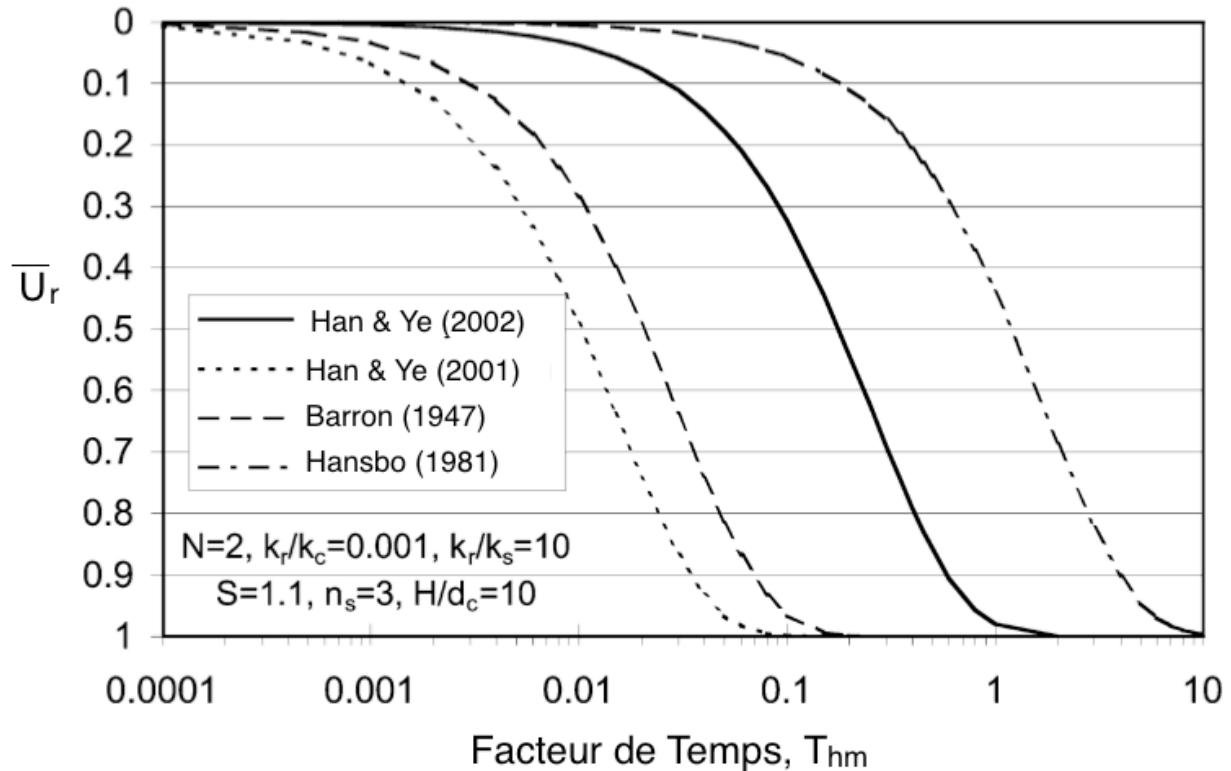
$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_{hm}}{F(m)}\right) \quad (2-61)$$

où  $T_{hm}$  est le facteur temps modifié, tel que spécifié par l'équation (2-58) pour le cas idéal.  $F(m)$  est un facteur prenant compte les effets de remaniement, d'espacements des drains et d'effets de puits :

$$F_m' = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left( \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - 0,75 \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \left( 1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \left( \frac{k_h}{k_w} \right) \left( \frac{H}{d_w} \right)^2 \quad (2-62)$$

Les paramètres de l'équation 2-62 ont été définis aux figures 2-11 et 2-12 à l'exception de  $s$  ( $= r_s / r_w$ ) qui est le rapport entre le rayon de la zone remaniée ( $r_s$ ) et le rayon de la colonne ( $r_w$ ). Le format de cette équation (2-62) est très similaire à l'équation de Hansbo (1981) (équation 2-37), mais elle tient compte des particularités propres aux drains de gravier.

La figure 2-16 adaptée de Han et Ye (2002), compare la solution de Barron (1948) (cas idéal), la solution de Hansbo (1981) et la solution pour les drains de gravier, pour les cas idéaux (Han et Ye, 2001) et non idéaux (Han et Ye, 2002).



Cette figure indique que la consolidation dans les cas idéaux se fait plus rapidement que dans les cas non idéaux avec zone de remaniement et effet de puits. Pour le cas idéal et le cas non idéal, la consolidation obtenue pour des drains de gravier donne des degrés de consolidation plus élevés que ceux obtenus par les solutions de Barron (1948) et Hansbo (1981) pour des drains de sable. Cela est causé par le fait que les équations de Han et Ye (2002) prennent en compte la rigidité des drains rocheux en utilisant le rapport de concentration des contraintes entre le sol et la colonne, ce qui accélère la consolidation et diminue la déformation (et le volume d'eau à drainer) près des colonnes plus rigides. Les paramètres choisis dans l'exemple de la figure 2-16 font en sorte que la solution de Hansbo (1981) est pessimiste tandis que la solution de Han et Ye pour un cas idéalisé est très optimiste.

## 2.2.9 Modèles de drainage et consolidation en déformation plane (2D)

Le problème de la consolidation utilisant des drains verticaux est usuellement représenté par un cas axisymétrique. Les techniques analytiques présentées plus haut représentent ce cas pour une seule cellule avec le drain en son centre.

Les modèles numériques sont très utiles pour simuler des cas plus complexes que ceux présentés par les solutions analytiques simples, telle que l'utilisation de plusieurs drains. Un modèle contenant plusieurs drains en conditions axisymétriques devient toutefois un problème 3D. Il est possible de modifier le problème pour passer de conditions axisymétriques à des conditions de déformation plane (2D), rendant l'analyse par des techniques numériques (ou analytique) plus simples. Hird et al. (1992) ont développé un modèle équivalent en déformation plane pour le problème du drain vertical au milieu d'une cellule cylindrique pour un cas idéal. L'objectif de cette transformation est de rendre la solution obtenue pour le degré de consolidation en condition axisymétrique égale à celle obtenue en déformation plane. L'approche de Hird et al. (1992) rend le modèle axisymétrique équivalent au modèle planaire en effectuant des transformations sur la conductivité hydraulique et la géométrie du problème. Indraratna et Redana (1997, 2000) ont inclus les effets de zone de remaniement et de puits dans cette solution. Tan et Tjahyono (2008) se sont penchés sur la transformation pour des drains de gravier. La transformation d'une géométrie à une autre est représentée par la figure 2-17.

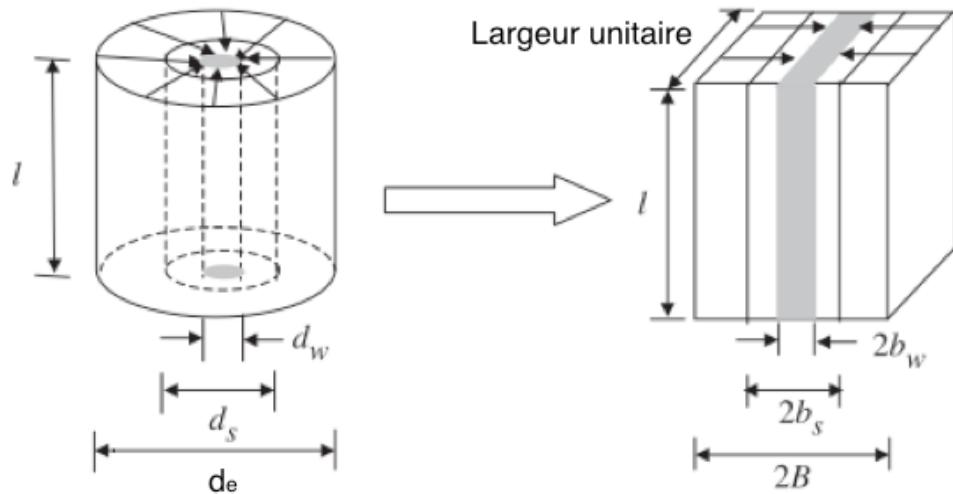


Figure 2-17 : Transformation d'un modèle axisymétrique en un modèle planaire 2D (Adaptée de Indraratna et Redena, 1997).

La figure 2-17 montre la géométrie du problème lorsque l'on passe de conditions axisymétriques (1D) en conditions de déformation plane 2D pour une cellule autour d'un drain. Les trois zones du problème sont conservées (drain, zone remaniée, zone non remaniée). Lors de cette transformation, les diamètres deviennent des largeurs et la hauteur du problème reste semblable. En condition 2D, les paramètres considérés sont le rayon du drain  $b_w$ (m), le rayon de la zone remaniée  $b_s$ (m) et le rayon effectif de la zone drainée  $B$  (m). La conductivité hydraulique horizontale de la cellule  $k_{hp}$  peut aussi être modifiée.

Indraratna et Redena (1997) ont dérivé une solution pour le degré de consolidation en déformation plane avec effet de zone de remaniement et effet de puits, et ils ont essayé de la rendre équivalente avec l'équation du degré de consolidation en condition axisymétrique. Les équations deviennent équivalentes en corrigeant soit la géométrie ou la conductivité hydraulique. Le degré de consolidation moyen sur l'ensemble de la zone drainante attribuable au drainage radial à une profondeur  $z$  pour des conditions de déformation plane  $\bar{U}_{hp}$  peut être représenté par (Indraratna et Redena, 1997) :

$$\bar{U}_{hp} = 1 - \exp\left(\frac{-8T_{hp}}{\mu_p}\right) \quad (2-63)$$

où  $T_{hp}$  est le facteur temps en conditions de déformation plane, qui peut être obtenu à partir de :

$$\frac{T_{hp}}{T_h} = \frac{k_{hp}}{k_h} \frac{r_e^2}{B^2} \quad (2-64)$$

où  $T_h$  est facteur temps pour le drainage radial en conditions axisymétriques.  $k_h$  est la conductivité hydraulique horizontale en conditions axisymétriques et  $k_{hp}$  la conductivité hydraulique horizontale en conditions de déformation plane (m/s).  $r_e$  et  $B$  sont des termes géométriques définis aux figures 2-11 et 2-17.

Le terme  $\mu_p$  de l'équation 2-63 est obtenu à partir de :

$$\mu_p = \left[ \alpha + \beta \frac{k_{hp}}{k_h} + \theta (2lz - z^2) \right] \quad (2-65)$$

où  $l$  représente l'épaisseur du dépôt ;  $z$  est la profondeur à partir de la surface où l'on mesure le degré de consolidation ;  $\alpha$  est un facteur représentant l'effet de la zone d'influence ;  $\beta$  est un facteur représentant l'effet de la zone de remaniement ;  $\theta$  est un facteur représentant l'effet de puits. Ces facteurs sont définis par les équations suivantes (Indraratna et Redena, 1997) :

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{2b_s}{B} \left( 1 - \frac{b_s}{B} + \frac{b_s^2}{3B^2} \right) \quad (2-66)$$

$$\beta = \frac{1}{B^2} (b_s - b_w)^2 + \frac{b_s}{3B^3} (3b_w^2 - b_s^2) \quad (2-67)$$

$$\theta = \frac{2k_{hp}^2}{k_h B q_z} \left( 1 - \frac{b_w}{B} \right) \quad (2-68)$$

$$q_z = \frac{2}{\pi B} q_w \quad (2-69)$$

où  $b_s$ ,  $b_w$  et  $B$  sont définis à la figure 2-17 ;  $q_w$  est défini selon l'équation 2-39 et représente la capacité de décharge du drain.

Indraratna et Redena (1997, 2000) mentionnent la possibilité de transformer le modèle axysymétrique en modèle planaire en modifiant seulement la conductivité hydraulique. Cette approche avait été proposée par Hird et al. (1992) pour un cas idéal. Cette technique conserve les dimensions du drain et de la zone remaniée et considère que le rayon d'influence du drain est égal à la moitié de la largeur de la zone d'influence, tel que montré à la figure 2-17. Les conductivités hydrauliques des zones remaniées et non remaniées et du drain sont modifiées pour transformer le problème axisymétrique en condition 2D et obtenir un degré de consolidation similaire au cas axysymétrique. Dans un premier temps, la conductivité hydraulique de la zone non remaniée peut être obtenue en ignorant l'effet de la zone remaniée et en utilisant un simple rapport géométrique. Si l'on ignore les effets de puits et de zone de remaniement, l'équation (2-70) est nécessaire.

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{0,67}{[\ln(n) - 0,75]} \quad (2-70)$$

Si l'on veut inclure une zone de remaniement et l'effet de puits, la valeur de la conductivité hydraulique pour la zone non remaniée en condition plane  $k_{hp}$  peut être utilisée pour estimer la conductivité hydraulique de la zone remaniée en condition plane  $k'_{hp}$ . L'équation (2-71) est utilisée lorsque les effets de remaniement et de puits sont pris en compte, et l'équation (2-72) est utilisée lorsque l'effet de puits est ignoré.

$$k_{hp} = \frac{k_h \left[ \alpha + \beta \frac{k_{hp}}{k'_{hp}} + \theta (2lz - z^2) \right]}{\left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) \ln(s) - 0,75 + \pi (2lz - z^2) \frac{k_h}{q_w} \right]} \quad (2-71)$$

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta}{\frac{k_{hp}}{k_k} \left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) \ln(s) - 0,75 \right] - \alpha} \quad (2-72)$$

où  $k_h$  est la conductivité hydraulique horizontale de la zone non remaniée en conditions axisymétriques ;  $k_s$  est la conductivité hydraulique horizontale de la zone remaniée en conditions axisymétriques ;  $l$ ,  $z$ ,  $k_{hp}$  et  $k'_{hp}$  sont définis à l'équation (2-62) ;  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\theta$  sont définis aux

équations 2-66, 2-67 et 2-68 ;  $n=r_e/r_w$  (figure 2-11) et  $s=r_s/r_w$  (figure 2-12) en conditions axisymétriques.

Indraratna et Redana (2000) ont démontré que ces équations permettaient d'obtenir des degrés de consolidation très similaires pour des problèmes axisymétriques et planaires en utilisant ces transformations pour modifier les conductivités hydrauliques des zones sans altérer la géométrie. Cette approche est avantageuse lorsque des modèles numériques sont utilisés, puisqu'il est généralement plus simple de modifier les paramètres de conductivité hydraulique que de changer la géométrie du problème.

Tan et Tjahyono (2008) se sont penchés sur le même problème, mais pour les drains de gravier où il faut aussi tenir compte de la rigidité du drain pour les effets sur la consolidation. Tan et Tjahyono (2008) ont analysé un drain idéal et ont proposé deux méthodes de conversion qu'ils ont ensuite comparées à des résultats en laboratoire et à des cas réels. La première méthode proposée consiste à conserver les dimensions du drain et à modifier la conductivité hydraulique et le module élastique du drain, et la deuxième méthode propose de conserver les propriétés du drain et de changer sa géométrie de façon à conserver la capacité de drainage. Le facteur géométrique de conversion pour la technique du changement de dimension est :

$$b_w = B \frac{r_w^2}{r_e^2} \quad (2-73)$$

$$r_e = 1,13 B \quad (2-74)$$

Selon les observations de Tan et Tjahyono (2008), les deux techniques donnent des résultats similaires pour la consolidation à long terme. Par contre, la méthode basée sur un changement de la conductivité hydraulique donne des résultats erronés lors d'analyses élastoplastiques. Cela est attribuable au fait que le changement de conductivité hydraulique ne tient pas compte des déformations plastiques dans le drain. Pour cette raison, Tan et Tjahyono (2008) recommandent l'utilisation de la technique de la géométrie équivalente pour un modèle en déformation plane équivalent à un drain rocheux circulaire.

## 2.3 Rejets de mines de roches dures

Les rejets de mines de roches dures proviennent en majorité des opérations d'extraction de plomb, zinc, cuivre, or et nickel. Ces dépôts ont une géologie associée à des procédés magmatiques résultant de la création d'anciennes chaînes de montagnes et sont caractéristiques des dépôts que l'on retrouve dans la partie nord-ouest du Québec et le nord de l'Ontario, dans le Bouclier canadien (Guilbert et Parl, 1986).

Les deux principales catégories de rejets miniers sont les roches stériles produites par le développement et l'exploitation, et les résidus qui ont été broyés finement au concentrateur et dont les minéraux ayant une valeur commerciale ont été extraits. Les roches stériles ont une granulométrie étalée et grossière allant de silts à de gros blocs et elles sont entreposées en surface dans des haldes à stériles. Les résidus sont composés de particules très fines (plus de 70 à 80 %  $< 80 \mu\text{m}$ ) leur donnant des propriétés géotechniques complexes (Aubertin et al., 2002a). Ces deux matériaux sont entreposés différemment et possèdent des propriétés physiques différentes.

### 2.3.1 Résidus miniers

Les rejets de concentrateur sont généralement entreposés dans des bassins de surface (parcs à résidus) pouvant atteindre plusieurs kilomètres carrés. Ces résidus sont déposés progressivement en couches, sous forme de pulpe dans le bassin. La consolidation sous leur propre poids, augmente leur stabilité. Ces bassins sont délimités par des digues pour contenir les résidus et les grandes quantités d'eau à l'intérieur du parc. Les propriétés des résidus de mine en roches dures dépendent de plusieurs facteurs tels la minéralogie de la roche mère, les techniques d'extraction des minéraux ainsi que les méthodes de déposition pouvant créer la ségrégation des particules (Vick, 1990). Les propriétés des résidus provenant de diverses mines de roches dures ont été étudiées à maintes reprises. Bussière (2007) a fait une synthèse des propriétés des résidus de roches dures provenant de diverses études pour des sites canadiens et québécois. Certains éléments de cette synthèse ont par la suite été exprimés sous forme de tableau par Pépin (2010) pour des résidus fins et grossiers (voir tableau 2-2).

Tableau 2.2: Résumé des propriétés physiques des rejets de concentrateur de mines de roches dures. Données provenant de Bussière (2007), présentation adaptée de Pépin (2010).

Propriétés de base	Basé sur 9 mines canadiennes	Basé sur 13 mines québécoises
$D_{10}$ (mm)	0,001 à 0,004	0,0009 à 0,006
$D_{60}$ (mm)	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08
$C_U (D_{60}/D_{10})$	8 à 18	10 à 30
% < 2 $\mu\text{m}$	5 à 14	4 à 20
% < 80 $\mu\text{m}$	70 à 97	60 à 100
Classement USCS	ML	ML ou SM
Densité relative des grains ( $D_r$ )	2,6 à 2,9 (veines de quartz) 2,9 à > 4,5 (résidus sulfureux )	
$w_{opt}$ (%) (Proctor)	10 à 20 *	
$\gamma_d$ maximal (kN/m <sup>3</sup> )	14,6 à 20,1 *	
Densité de pulpe P (%)	25 à 45	
Limite de liquidité $w_L$ (%)	< 40	
Limite de plasticité $w_p$ (%)	<15	
Propriétés de consolidation	Résidus fins (ML)	Résidus grossiers (SP)
Indice de compression $C_c$	0,05 à 0,3	0,05 à 0,3
Coefficient de consolidation $c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	0,1 à 0,001	0,003 à 0,03
Conductivité hydraulique		
$k_{sat}$ (cm/s)	$10^{-4}$ à $10^{-7}$	$10^{-2}$ à $10^{-4}$
Résistance au cisaillement		
$\phi'$ (°)	30 à 42	30 à 42
$c'$ (kPa)	0	0
$\phi$ (non drainé) (°)	14 à 25	14 à 25
$c$ (non drainé) (kPa)	0 à 100	0 à 100

\* Valide pour  $D_r$  entre 2,65 et 3,03

Des courbes granulométriques typiques des résidus, tirée de Bussière (2007), sont montrées à la figure 2-18.

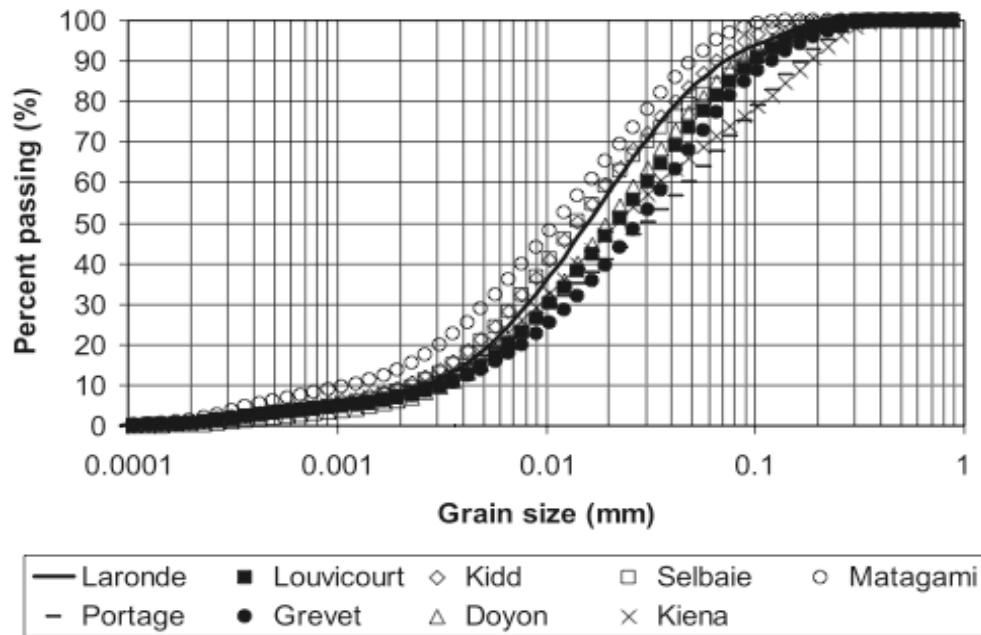


Figure 2-18 : Courbes granulométriques de résidus provenant de mines en roches dures canadiennes, avant déposition dans un parc à résidus (Bussière, 2007).

La densité relative des grains ( $D_r$ ) est dépendante de la minéralogie de la roche mère. Elle se situe entre 2,6 et 2,9 en veine de quartz. Pour les résidus sulfureux, cette valeur peut grimper jusqu'à 4,5.

Les résidus provenant de mines en roches dures sont généralement non plastiques ou ont une très faible plasticité, tel que démontré dans les travaux de Vick (1990) et Aubertin et al. (1996). Bussière (2007) indique que la limite de liquidité est inférieure à 40 % et que la limite de plasticité est < 15 % (lorsque mesurable). En utilisant le système de classification UCSC (Holtz et Kovacs, 1991), les résidus fins sont classifiés ML et les résidus grossiers SP.

La conductivité hydraulique saturée des résidus fins se situe entre  $10^{-4}$  à  $10^{-6}$  cm/s et elle varie de  $10^{-2}$  à  $10^{-4}$  cm/s pour les résidus plus grossiers. La conductivité hydraulique saturée dépend principalement de l'indice des vides ainsi que de la granulométrie. La ségrégation des particules dans les parcs à résidus peut entraîner une variation locale de la conductivité hydraulique saturée. Vick (1990) a noté que le rapport entre la conductivité hydraulique saturée horizontale et verticale ( $k_h / k_v$ ) se situe généralement entre 2 et 10; il peut varier selon la technique de déposition employée et le degré de ségrégation des particules fines. Bussière (2007) présente des résultats de mesures de  $k$  pour des essais sur des échantillons remaniés et non remaniés, mais il n'y a pas de différences significatives entre les valeurs moyennes présentées. Ces valeurs de  $k$  se situent dans les limites de conductivité hydraulique saturée pour des sols ayant la même classification (UCSC).

Pour les propriétés de consolidation, Bussière (2007) a noté des valeurs de l'indice de compression  $C_c$  se situant entre 0,05 et 3 et des coefficients de consolidation  $c_v$  entre  $3 \times 10^{-3}$  et 0,1 cm<sup>2</sup>/s. Ces valeurs de l'indice de compression sont inférieures à celles normalement associées aux sols fins de faible plasticité. Le coefficient de consolidation est plus grand que les valeurs usuelles des sols à faible plasticité, tels que fournis par Holtz et Kovacs (1991).

Les résidus sont pompés du concentrateur vers le parc le long d'un pipeline. La déposition peut se faire soit de manière ponctuelle, par lance à robinet (spigottage) ou avec une décharge par hydrocyclone. La technique de déposition choisie dépend de plusieurs facteurs tels le climat, les caractéristiques des résidus miniers et les conditions de déposition (Aubertin et al, 2002a). La décharge ponctuelle (figure 2-19) est une technique de déposition à partir d'une seule source (bout de tuyau) entre le parc et le concentrateur. Le point de déversement est souvent proche de la crête de la digue, ce qui crée une accumulation près de la digue. Le tuyau est déplacé lorsque le remplissage d'une zone est terminé. La décharge par lance à robinet (figure 2-19) est très similaire à la décharge ponctuelle sauf que la déposition se fait par plusieurs points. Chaque lance possède un robinet pour contrôler la décharge. La pente créée par ces processus de déposition entraîne l'accumulation d'eau vers les points bas du parc. Les particules fines vont avoir tendance à s'accumuler loin des points de versement et les particules grossières proches de ces points.

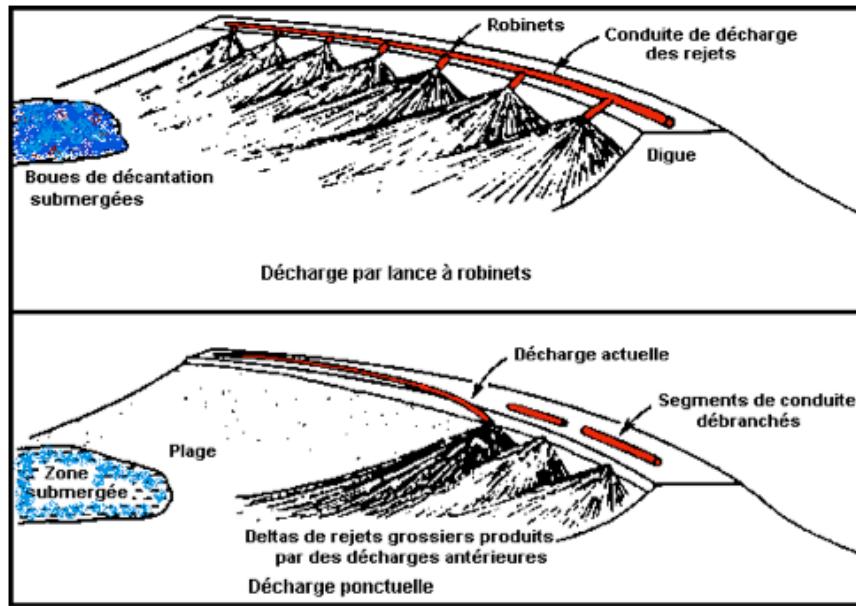


Figure 2-19 : Déposition ponctuelle et par lance à robinet (Aubertin et al., 2002a).

La décharge par hydrocyclone (figure 2-20) utilise une force centrifuge pour séparer les particules grossières des particules fines avant la déposition. Les particules fines sont éjectées avec l'eau sous forme de boue et les particules plus grossières sont déposées aux abords de la digue.

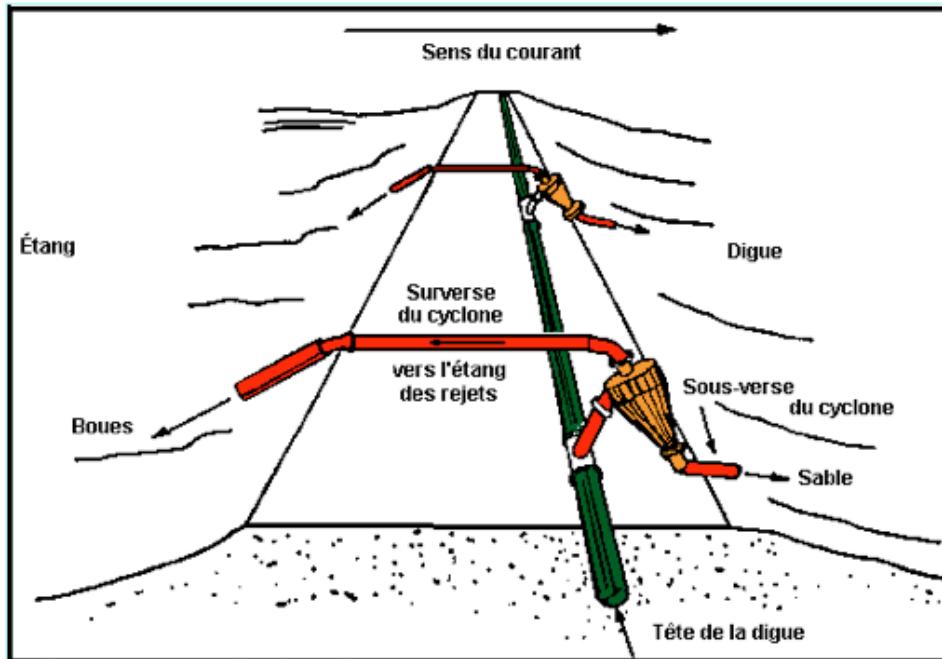


Figure 2- 20 : Déposition par hydrocyclone (Aubertin et al., 2002a).

### 2.3.2 Roches stériles

Les stériles miniers ont une granulométrie très étalée allant de particules colloïdales à des blocs pouvant mesurer plus d'un mètre, leur conférant des propriétés physiques très variables. Par conséquent, l'indice des vides, l'indice de densité et la conductivité hydraulique des stériles peuvent varier grandement d'un endroit à l'autre. Les stériles miniers montrent un module de Young  $E$  assez élevé. De nombreux travaux de caractérisation des stériles ont été faits en laboratoire et sur le terrain. La densité relative  $D_r$  des roches stériles peut varier entre 2,4 et 6. L'indice des vides se situe entre 0,6 et 0,9 et l'angle de friction entre  $33^\circ$  et  $41^\circ$  (Aubertin et al., 2002a). Hernandez (2007) a fait des essais sur les stériles de la mine Laronde et a obtenu des valeurs de conductivité hydraulique saturée allant de  $1,55 \times 10^{-1}$  à  $6,16 \times 10^{-5}$  cm/s dépendant des caractéristiques des échantillons testés. Bussière et al. (2011) ont fait une caractérisation hydrogéologique des stériles de la mine du lac Tio. La conductivité hydraulique mesurée en laboratoire sur neuf échantillons variait entre  $1,1 \times 10^{-1}$  et  $5,5 \times 10^{-2}$  cm/s, tel que présenté au tableau 2-3; la valeur de  $D_r$  variait autour de 4,0.

Tableau 2.3 : Sommaire des résultats de caractérisation hydrogéologique sur les stériles de la mine Tio. Bussière et al. (2011) et travaux de Peregeodova (2012).

Matériau	$D_{60}$ , mm	$D_{10}$ , mm	$C_U$	$D_r$	$n$	$k_{sat}$ , cm/s	AEV, cm	$\theta_r$
QIT1_P2_f	0,87	0,05	18,1	3,99	0,34	3,9E-03		
QIT1_P5_f	2,00	0,09	21,7	4,23	0,30	3,0E-02	8,8	0,08
QIT1_P10_f	3,52	0,17	20,7	4,11	0,27	1,2E-01	5,0	0,07
QIT1_P19_f	3,75	0,21	17,9	4,09	0,27	1,1E-01	3,6	0,06
QIT1_P28_f	5,05	0,18	28,9	4,08	0,24	1,4E-01	5,4	0,06
QIT1_P28_L	4,95	0,27	18,7	4,08	0,20	2,9E-02	5,6	0,05
QIT1_P50_f1	6,70	0,26	25,8	4,05	0,22	5,5E-02	4,4	0,06
QIT1_P50_f2	6,70	0,22	30,5	4,05	0,23	1,0E-01	1,3	0,05
QIT1_P50_lache	6,70	0,29	23,5	4,05	0,30	4,9E-01	7,4	0,05

$D_x$  est le diamètre correspondant à  $x$  % massique cumulé sur la distribution granulométrique et  $C_U$  correspond au coefficient d'uniformité ( $= D_{60}/D_{10}$ ).

La configuration d'une halde à stériles dépend de la topographie du site. La figure 2-21 représente différentes configurations géométriques courantes.

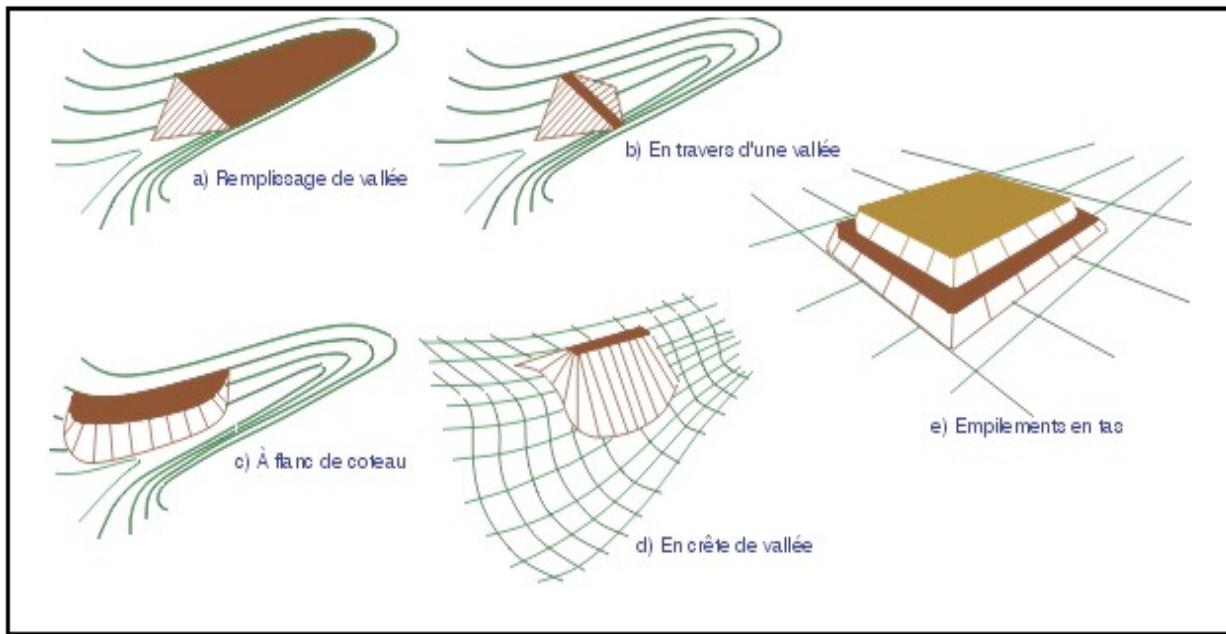


Figure 2-21 : Diverses configurations de haldes à stériles (Aubertin et al., 2002a).

Il existe quatre principales méthodes de construction de haldes à stériles, soit le déversement à la benne ('end-dumping'), le déversement à la benne avec régalage ('free-dumping'), le déversement avec épandage au butoir ('push-dumping') et la méthode avec pelle à benne traînante ('drag line') (Aubertin et al., 2002a). Le choix d'une technique de construction dépend de la topographie du site, des dimensions des équipements ainsi que des caractéristiques des stériles. La méthode du déversement à la benne consiste à déverser directement les stériles le long de la crête à partir de camions. Avec la technique du déversement avec épandage au butoir, les stériles sont déposés à proximité de la crête, puis étendus à l'aide d'un butoir. La technique du déversement à la benne avec régalage consiste à déposer les stériles le long de la surface de la halde sous forme d'empilements individuels dont la surface sera régalée et compactée par la suite. La dernière technique fait intervenir une pelle à benne traînante; elle est surtout utilisée dans les mines de charbon et dans les exploitations de grandes envergures à faible profondeur. La ségrégation des particules peut être plus ou moins marquée, dépendant de la technique de construction utilisée.

### 2.3.3 Codisposition des résidus et des stériles

Pour réduire les risques de nature géotechniques et environnementaux reliés à l'entreposage des résidus miniers dans les bassins de surface (Aubertin et al., 2002b) ont proposé une technique de codisposition des résidus et des roches stériles dans le parc. Cette technique est différente de la manière traditionnelle consistant à stocker les résidus et les stériles dans des ouvrages séparés. Cette technique peut être comparée à l'utilisation de drains verticaux utilisés dans les projets de construction pour accélérer la consolidation des sols argileux. La technique proposée consiste d'abord à placer une couche de roches stériles dans le fond, puis sur les côtés du parc à résidus avant et pendant sa construction. Ensuite, une série d'inclusions de roches stériles sont placées pour confiner et compartimenter les résidus miniers. Ces inclusions sont bâties progressivement et sont rehaussées avec chaque étape de déposition des résidus dans le bassin jusqu'à ce que la hauteur finale soit atteinte. Une configuration possible des inclusions est montrée à la figure 2-22.

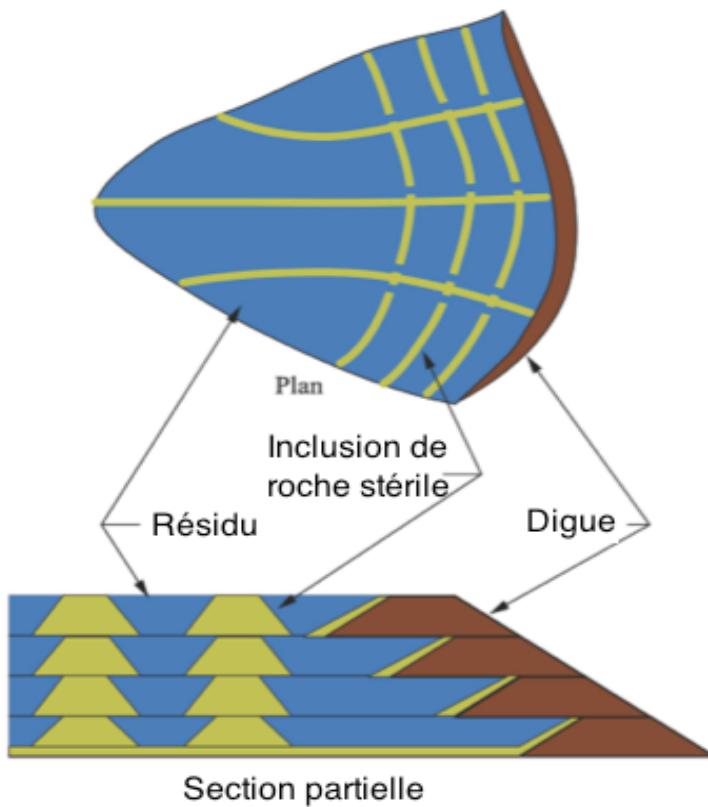


Figure 2-22 : Illustration conceptuelle d'un bassin de résidus avec inclusions de roches stériles (adaptée de James et Aubertin, 2010).

Cette technique comporte plusieurs avantages comparés à la technique traditionnelle de stockage des rejets à deux endroits séparés, incluant: la compartimentation des résidus, ce qui limite la quantité relâchée en cas de rupture; la submersion des roches stériles, ce qui limite le flux d'oxygène; l'augmentation de la résistance sismique des ouvrages; et l'accélération de la consolidation des résidus, en raison de la capacité de drainage accrue des stériles.

La présence d'inclusions permet de créer des compartiments dans le parc à résidus. Cette disposition a pour objectif de réduire les risques de déversement et de rupture. Les inclusions rocheuses sont considérées rigides et drainantes comme on l'a vu. Les roches stériles ont une conductivité hydraulique variant entre  $1*10^{-1}$  et  $1*10^{-3}$  cm/s tandis que les résidus de concentrateur ont une conductivité hydraulique variant entre  $1*10^{-4}$  et  $5*10^{-7}$  cm/s. Les inclusions de roches stériles procurent un chemin préférentiel de drainage pour dissiper les pressions d'eau excédentaires lors du remplissage et de la consolidation. Ce phénomène peut être considéré similaire à l'accélération de la consolidation de sols fins utilisant des drains verticaux. Cela permet d'accélérer la consolidation des résidus et d'augmenter leur stabilité lors de sollicitations sismiques (tremblement de terre) pouvant entraîner la liquéfaction des résidus et la rupture de la digue (James, 2009).

Des essais en table sismique sur des résidus avec des inclusions de sable ont démontré que la présence de telles inclusions augmentait la résistance mécanique, accélérerait la consolidation et avait un effet positif sur la dissipation des pressions interstitielles lors de sollicitations dynamiques (Pépin, 2010). Des simulations numériques d'un parc conceptuel ont démontré des avantages similaires quant à l'augmentation de la vitesse de consolidation des résidus (Jahouar, 2012) ainsi qu'à la réduction de la déformation du parc et du déplacement de la digue lors de sollicitations dynamiques (James, 2009). En cas de rupture de la digue, la quantité relâchée de résidus serait moindre à cause de la configuration en cellules.

De plus, la submersion des roches stériles dans le système de codisposition permet de réduire le flux d'oxygène, ce qui réduit considérablement le phénomène d'oxydation et la production de drainage minier acide (DMA) pour les matériaux susceptibles à ce problème.

## 2.4 Conductivité hydraulique des rejets miniers saturés

La conductivité hydraulique d'un matériau représente sa capacité à laisser circuler l'eau à travers ses pores et est généralement exprimée en m/s ou cm/s. Un milieu est dit saturé lorsque les pores ne contiennent plus de vides et sont totalement remplis d'eau (volume vide = volume eau). Le mouvement de l'eau est plus rapide lorsqu'il n'y a pas d'air pour briser la continuité de l'écoulement dans les pores. La conductivité hydraulique saturée d'un matériau peut être mesurée en laboratoire ou sur le terrain. Il est aussi possible qu'un sol soit anisotrope, ce qui signifie que la conductivité horizontale n'est pas la même que la conductivité verticale.

En milieu saturé, l'écoulement de l'eau est dicté par la loi de Darcy et l'équation de Bernouilli. La loi de Darcy s'exprime comme suit (Holtz et Kovacs, 1991):

$$q = -k * i \quad (2-75)$$

où  $q$  est la vitesse de Darcy (m/s),  $k$  est la conductivité hydraulique saturée (m/s) et  $i$  est le gradient hydraulique (-). Le gradient hydraulique correspond à la variation de la charge hydraulique en fonction de la distance (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$i = \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2} \quad (2-76)$$

La charge hydraulique  $h$  (m/m) à un point dans le sol peut être exprimée à partir de l'équation de Bernoulli (Holtz et Kovack, 1991) :

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (2-77)$$

Le premier terme à droite de l'équation représente la charge due à l'énergie potentielle associée à l'élévation  $z$ , le deuxième terme est lié à la pression d'eau  $u$  et le troisième terme est associé à la vitesse d'écoulement  $v$ . Le troisième terme peut généralement être négligé en raison de la lenteur de l'écoulement dans les sols. Dans l'équation 2-77,  $h$  est la charge hydraulique (m);  $z$  est l'élévation (m),  $u$  est la pression de l'eau (kPa);  $v$  est la vitesse d'écoulement (m/s) de l'eau,  $g$  est la constante gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>).

## 2.4.1 Prédiction de la conductivité hydraulique des résidus miniers

La conductivité hydraulique saturée  $k$  est un paramètre physique très important dans les problèmes d'écoulement dans les sols saturés, telle la consolidation des sols fins. Ce paramètre peut être déterminé en laboratoire sur un sol préalablement saturé (Aubertin et al., 1996). Il est aussi possible de prédire la valeur de  $k$  en se basant sur la granulométrie. Pour les sols naturels, les modèles de Hazen, de Taylor, du NAVFAC DM7 et de Kozeny-Carman (KC) sont les plus utilisés. Par contre, Bussière (1993), Aubertin et al. (1996) et Chapuis et Aubertin (2003) ont démontré que ces relations n'étaient pas bien adaptées pour prédire la conductivité hydraulique saturée des résidus miniers. Aubertin et al. (1996) ont développé un modèle prédictif plus approprié pour les résidus miniers, en s'inspirant de l'équation de Hazen et de Kozeny-Carman (KC). Ce modèle est appelé Kozeny-Carman modifié (KCM) (Mbonimpa et al., 2002). Les modèles prédictifs de Kozeny-Carman et Kozeny-Carman modifié seront présentés puisque ces deux modèles sont couramment utilisés pour estimer la conductivité hydraulique des résidus miniers.

L'équation de Kozeny-Carman (KC) serait valide pour les sols plastiques ou non plastiques. Chapuis et Aubertin (2003) ont évalué cette équation avec plusieurs tests expérimentaux. Ils ont estimé que le modèle KC donnait des valeurs se situant entre 1/3 et 3 fois la valeur réelle pour les sols homogènes. L'équation peut s'écrire comme suit:

$$\log(k_{\text{sat}}) = 0,5 + \log\left(\frac{e^3}{D_r^2 S_s^2 (1+e)}\right) \quad (2-78)$$

où  $k_{\text{sat}}$  est la conductivité hydraulique saturée (m/s)  $e$  représente l'indice des vides du matériau;  $D_r$  est la densité relative et  $S_s$  ( $\text{m}^2/\text{kg}$ ) est la surface spécifique qui est obtenue à partir de la courbe granulométrique complète du matériau selon la formulation suivante (Chapuis et Légaré, 1992) :

$$S_s = \frac{6}{\rho_s} \sum \frac{P_D - P_d}{d} \quad (2-79)$$

$\rho_s$  est la densité des grains solides ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) ;  $P_D - P_d$  (%) représente le pourcentage de masse sèche entre deux tamis consécutifs de tailles nominales  $D$  et  $d$ .

Le modèle KCM a d'abord été développé pour les résidus miniers. Pour ces matériaux granulaires, la conductivité hydraulique saturée est donnée par l'équation suivante (Mbonimpa et al., 2002) :

$$k_{\text{sat}} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{x+3}}{1+e} C_U^{1/3} D_{10}^2 \quad (2-80)$$

$k_{\text{sat}}$  est la conductivité hydraulique (cm/s)  $C_G$  et  $x$  sont des constantes qui prennent des valeurs typiques de 0,1 et 2 (pour des matériaux granulaires) ;  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau (9.81 kN/m<sup>3</sup> à 20 degrés);  $\mu_w$  est la viscosité de l'eau;  $D_{10}$  est la taille de l'ouverture (cm) laissant passer 10 % des particules,  $C_U$  est le coefficient d'uniformité ( $=D_{60} / D_{10}$ ), et  $e$  est l'indice des vides.

## 2.4.2 Prédiction de la conductivité hydraulique saturée des stériles

Les modèles Kozeny-Carman et Kozeny-Carman modifié ne sont pas bien adaptés aux stériles miniers (Peregoedova, 2012). En raison de l'étalement de la taille des particules, la conductivité hydraulique saturée des stériles ne semble pas être contrôlée par les particules fines (selon le  $D_{10}$ ), mais plutôt par la taille des particules plus grossières (selon le  $D_{50}$ ). Peregeodova (2012) a utilisé des équations décrivant la conductivité hydraulique saturée en fonction du  $D_{50}$  et les a modifiées à partir d'essais de laboratoire pour prédire la conductivité hydraulique saturée des stériles miniers. La première de ces équations est (Taylor, 1948 ; Budhu 2011) :

$$k_{\text{sat}} = D_{50}^2 \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{C_1 * e^3}{1+e} \quad (2-81)$$

Le format de cette équation est en partie similaire à celui de l'équation de Kozeny-Carman modifié.  $k_{\text{sat}}$  est donné en cm/s,  $D_{50}$  représente l'ouverture de tamis laissant passer 50 % des particules (cm);  $e$  représente l'indice des vides;  $\mu_w$  est la viscosité de l'eau;  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau et  $C_1$  est une constante. Peregeodova (2012) propose l'utilisation de  $C_1=0,004$  pour les stériles, basée sur ses travaux expérimentaux.

Une autre équation théorique proposée par Peregeodova (2012) pour prédire la conductivité hydraulique saturée des stériles est inspirée de la formulation de Shepherd (1989) :

$$k_{\text{sat}} = D_{50}^{1,5} * 0,0353 \quad (2-82)$$

Dans cette équation  $k_{\text{sat}}$  est exprimée en cm/s et le  $D_{50}$  en mm.

## 2.5 Modélisation numérique avec SIGMA/W 2007

Les solutions analytiques pour calculer la consolidation lors de l'utilisation de drains verticaux sont valides pour des cas très spécifiques, selon plusieurs hypothèses simplificatrices. Lorsque l'on souhaite aller au-delà de ces cas simples pour évaluer des cas plus pratiques, les équations analytiques deviennent très complexes et presque impossibles à résoudre analytiquement. L'utilisation de modèles numériques devient nécessaire pour faire les calculs. Pour ce projet, le logiciel SIGMA/W (Geo-Slope, 2007) de la compagnie Geo-Slope a été utilisé. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) qui méthode consiste à discréteriser le problème en plusieurs éléments de tailles finies constituant le maillage du problème. Les propriétés des matériaux et le modèle de comportement sont définis pour chaque élément. Le problème est ensuite résolu sous forme d'équations différentielles partielles solutionnée simultanément par itération jusqu'à ce qu'il y ait convergence de la solution obtenue. SIGMA/W (Geo-Slope, 2007) est utilisé dans le domaine de la géotechnique pour calculer la réponse contrainte-déformation lors de l'application d'une charge avec ou sans changement de la pression d'eau. Ce logiciel peut être utilisé pour calculer la déformation lors de travaux de fondation, d'excavation et de talus, ainsi que pour mener des analyses de consolidation (Geo-Slope International, 2008). Le logiciel peut effectuer les calculs pour des analyses 1D, axysymétrique et 2D.

Lors de simulations numériques, il est important d'abord de tester le logiciel en simulant des cas dont les solutions sont connues. Si les résultats sont satisfaisants, on peut par la suite rajouter progressivement de la complexité aux simulations.

Les étapes générales pour mener une simulation sont toujours semblables, peu importe le problème considéré. La première étape consiste à établir un modèle conceptuel et définir la géométrie du problème en faisant les simplifications jugées pertinentes. Ensuite, un maillage est généré en discrétilisant le problème en plusieurs éléments triangulaires ou rectangulaires. Il est important d'avoir un maillage suffisamment fin aux endroits d'intérêt. Un modèle avec un maillage trop grossier donnera des résultats imprécis, mais un maillage trop serré fera en sorte que le temps de calcul sera trop long (Geo-Slope International, 2008). La troisième étape consiste à choisir le modèle de comportement pour chacun des matériaux et à entrer les propriétés nécessaires au modèle utilisé. Le choix du modèle de comportement dépend des applications et est discuté plus en détail à la sous-section suivante. La quatrième étape est de spécifier les conditions aux frontières du problème. Les deux types de conditions fondamentales imposées sont les forces (ou contraintes) et les déformations (ou déplacements). Certaines frontières doivent être fixes. Par exemple, la base du problème est souvent fixée (en x et y) et les éléments le long des côtés ne peuvent se déplacer que verticalement (en y). Les forces peuvent être incluses en spécifiant un poids unitaire aux matériaux ou en appliquant des forces externes aux problèmes. La dernière étape est de spécifier les pas de temps de l'analyse ainsi que les paramètres de convergence à effectuer. Si l'analyse se fait en régime transitoire, il faudra spécifier les intervalles de temps imposés.

### 2.5.1 Modèles de comportement

Sigma/W 2007 inclut les modèles de comportement linéaire élastique, linéaire élastique anisotrope, non linéaire (hyperbolique), élastique plastique (avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb ou Tresca), Cam-Clay Modifié, ainsi que la possibilité de générer son propre modèle. Chaque modèle peut être appliqué en contraintes totales, en contraintes effectives sans changement de pression interstitielle et en contraintes effectives avec changement de pression d'eau. Chacun de ces modèles gère de manière différente la relation entre les contraintes et les déformations, tel que présenté à la figure 2-23. Les trois modèles d'intérêt retenus ici sont les modèles linéaire-élastique, élastique plastique (EP) et Cam-Clay Modifié (CCM). Les autres modèles ne seront pas discutés.

Le modèle de comportement utilisé dans l'analyse peut avoir un impact important sur les résultats. Il peut être difficile de choisir le modèle approprié à une application particulière. Le choix du modèle le plus approprié dépend de nombreux facteurs tels la rigidité du matériau et les déplacements tolérables. Par exemple, dans une analyse où le déplacement est le facteur critique et que les déplacements et les contraintes sont relativement faibles, une analyse linéaire élastique peut être suffisante. Par contre, si un ouvrage est soumis à des déformations importantes pouvant être tolérées partiellement (telle une galerie de mine), une analyse non linéaire élastique ou élastique plastique serait plus souhaitable. Lorsque l'on souhaite étudier la consolidation et la dissipation des pressions d'eau, une analyse couplée avec le modèle Cam-Clay peut être nécessaire.

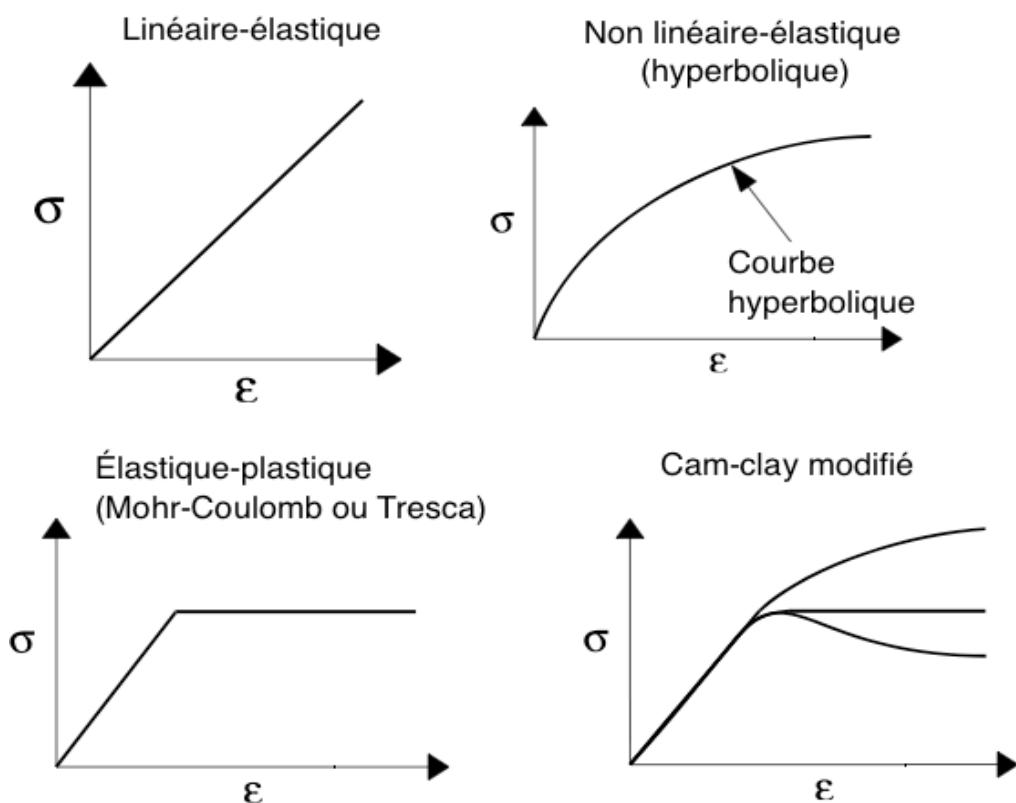


Figure 2-23: Relations contrainte-déformation axiale des modèles de comportement inclus dans le logiciel Sigma/W (Geo-Slope International, 2008).

### 2.5.2.1 Modèle de comportement linéaire élastique

Le modèle de comportement le plus simple est le modèle linéaire-élastique dans lequel les déformations ( $\epsilon$  et  $\gamma$ ) sont directement proportionnelles aux contraintes normales  $\sigma$  et de cisaillement  $\tau$  (kPa) (figure 2-23). Pour un matériau isotrope, les constantes de proportionnalité sont le module de Young  $E$  (kPa) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), qui sont les deux paramètres nécessaires pour le calcul. Le module de Young, utilisé dans la loi de Hooke, est fonction de la rigidité des matériaux. Le coefficient de Poisson est fonction de la déformation volumétrique d'un matériau (Wood, 2004). Les contraintes et les déformations sont reliées par l'équation suivante (Wood, 2004) :

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma'_{xx} \\ \Delta\sigma'_{yy} \\ \Delta\sigma'_{zz} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)-(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\epsilon_{xx} \\ \Delta\epsilon_{yy} \\ \Delta\epsilon_{zz} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{zx} \\ \Delta\gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (2-83)$$

Les indices indiquent les plans dans lesquels les contraintes ( $\sigma$  et  $\tau$ ) et la déformation ( $\epsilon$  et  $\gamma$ ) s'effectuent. Les termes avec l'indice  $z$  ont une valeur nulle pour un problème en déformation plane (2D).

Cette relation n'inclut pas de critères de rupture (ou de plasticité) de sorte que les déformations calculées peuvent être très grandes et irréalistes. SIGMA/W (Geo-Slope, 2007) propose l'option d'inclure un critère avec l'angle de friction interne  $\phi$  et la cohésion du matériau  $c$ . Ces données ne sont pas utilisées dans les calculs, mais permettent de comparer les contraintes calculées aux contraintes à la rupture, selon le critère de Mohr-Coulomb (Geo-Slope International, 2008).

### 2.5.2.2 Modèle de comportement Élastique-Plastique

Dans un modèle Élastique-Plastique EP (ou élasto-plastique), la contrainte appliquée est directement proportionnelle à la déformation jusqu'à ce que la limite élastique du matériau soit atteinte. Au-delà de ce point, la relation contrainte-déformation n'est plus linéaire. Dans un modèle parfaitement plastique, la relation  $\sigma - \varepsilon$  devient horizontale une fois le seuil dépassé, tel que démontré à la figure 2-24. La partie linéaire élastique est gouvernée par l'équation (2-83). La déformation totale dans le sol au-delà de la limite élastique est calculée à l'aide de la théorie de la plasticité incrémentale (Hill, 1950). Ces équations nécessitent la définition d'un critère de plasticité F et un potentiel plastique G pour le matériau.

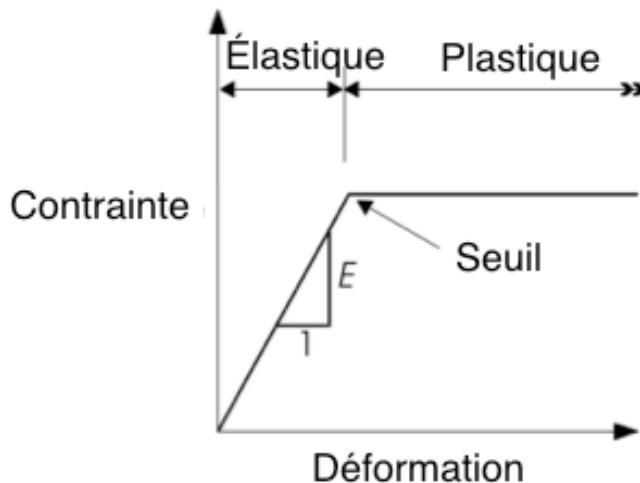


Figure 2-24 : Relation contrainte-déformation axiale pour un comportement élastique-parfaitement plastique (Adaptée de Potts et Zdravkovic, 1999).

Il existe de nombreux critères de plasticité, tels les critères linéaires de Tresca et de Von Mises. Le critère de rupture de Coulomb (équation 2-84) est utilisé avec les critères de plasticité de Mohr-Coulomb et Drucker-Prager (Potts et Zdravkovic, 1999). Le critère de plasticité utilisé par SIGMA/W (2007) est le critère de Mohr-Coulomb (qui se réduit au critère de Tresca lorsque  $\phi = 0$  et  $c > 0$ ) (Geo-Slope International, 2008).

Le critère de plasticité de Coulomb peut être formulé de la façon suivante :

$$\tau = c' + \sigma' (\tan \phi') \quad (2-84)$$

où  $c'$  est la cohésion du sol (kPa) et  $\phi'$  est l'angle de friction interne ( $^{\circ}$ ) ;  $\tau$  représente les contraintes de cisaillement et  $\sigma'$  les contraintes normales. Tous ces paramètres sont exprimés en contraintes effectives. Le critère de Coulomb peut être représenté dans l'espace de Mohr en fonction des contraintes normales et de cisaillement, tel que montré à la figure 2-25.

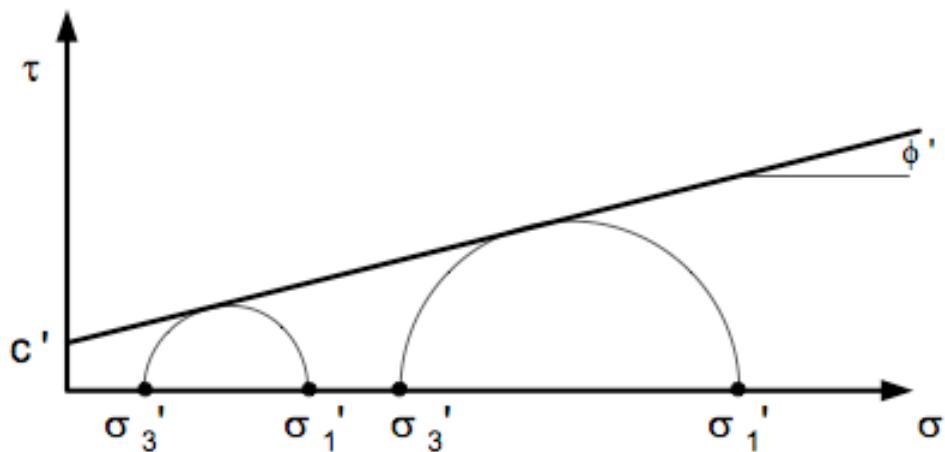


Figure 2-25 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb en fonction des contraintes de cisaillement et des contraintes normales (Adapté de Potts et Zdravkovic, 1999).

La règle d'écoulement de ce modèle peut être formulé de la façon suivante :

$$\varepsilon_{ii} = \lambda \frac{\delta G}{\delta \sigma_{ii}} \quad (2-85)$$

où  $\lambda$  est le multiplicateur plastique,  $\varepsilon$  la déformation,  $\sigma$  la contrainte normale et  $G$  le potentiel plastique.

La formulation du critère de Mohr-Coulomb utilisée dans SIGMA/W (2007) est exprimée en terme des invariants des tenseurs de contraintes (Chen et Zhang, 1991) :

$$F = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \phi' - \frac{I_3}{3} \sin \phi' - c' \cos \phi' \quad (2-86)$$

Où  $J_2$  est le deuxième invariant des contraintes déviatoriques,  $I_1$  est le premier invariant du tenseur de contrainte et  $\theta$  est l'angle de lode. Les invariants ( $J_2$ ,  $I_1$ ,  $\theta$ ) relient les contraintes normales et de cisaillement en 3 dimensions. Ces relations sont présentées dans Li et al. (2005).

Lorsque l'angle de friction interne devient nul, le critère de Mohr-Coulomb se réduit au critère de Tresca (Smith et Griffiths, 1988) :

$$F = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - c' \quad (2-87)$$

La fonction utilisée pour le potentiel plastique  $G$  a la même forme que le critère de plasticité, mais l'angle de friction interne  $\phi$  est remplacé par l'angle de dilatation  $\psi$ . Si  $\psi = \phi$ ,  $F=G$  et la loi est associée; si  $\psi \neq \phi$ , la loi est non associée (ce qui est plus réaliste).

### 2.5.2.3 Modèle Cam-Clay Modifié

Le modèle Cam-Clay est un modèle élastique-plastique adapté aux matériaux argileux développés à l'Université de Cambridge dans les années 60 (Roscoe et Schofield, 1963). Le modèle a par la suite été modifié puisqu'il donnait des déformations trop importantes (sous chargement faible) pour faire place au modèle Cam-Clay Modifié (Roscoe et Burland, 1968). La version introduite dans le code SIGMA/W (Geo-Slope, 2007) est basée sur l'existence d'un état critique où l'indice des vides  $e$  est constant et ne supporte que le modèle Cam-Clay Modifié CCM (le modèle original n'est pratiquement plus utilisé en géotechnique). Le modèle CCM décrit les relations entre la contrainte, le changement de volume et l'état critique (condition plastique) des matériaux. L'un des avantages de ce modèle est la possibilité de modéliser l'écrouissage et les changements de volume du sol de manière réaliste.

Dans le modèle CCM, la relation entre les contraintes et les déformations est contrôlée par trois paramètres, soit la contrainte effective moyenne  $p'$ , la contrainte déviatorique  $q$  (contrainte de cisaillement) et le volume spécifique  $v$ . Ces termes peuvent être définis comme suit :

$$v = 1 + e \quad (2-88)$$

$$p' = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (2-89)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2-90)$$

Les relations sont exprimées dans le plan  $v - \ln p'$  et le critère de plasticité est exprimé dans le plan  $p' - q$ . Le modèle considère que lorsqu'un sol est comprimé isotropiquement en condition drainée, la relation  $e - \ln p'$  est une ligne droite (ligne de consolidation isotrope) ayant une pente  $\lambda$  et une valeur  $v=N$  quand  $p'=1$  (figure 2-26). Lorsque le sol est chargé et déchargé, la relation  $v - \ln p'$  évolue en suivant une ligne droite de pente  $\kappa$  ; la valeur de 4 est atteinte lorsque  $p'=1$  (figure 2-26). La pente de la ligne de surconsolidation  $\kappa$  sera inférieure à la pente de la ligne de consolidation isotrope  $\lambda$ . Les paramètres du modèle Cam-Clay (illustrés à la figure 2-26) sont :

- $M$  : Pente de la ligne d'état critique dans le plan  $p' - q$  (qui suit le critère de Coulomb)
- $\Gamma$  : Volume spécifique à l'état critique lorsque  $\ln p'$  vaut 0 (ou  $p'=1$ )
- $\kappa$  : Pente de la ligne de surconsolidation isotrope dans le plan  $v - \ln p'$  (liée à  $C_r$ )
- $\lambda$  : Pente de la ligne de consolidation isotrope dans le plan  $v - \ln p'$  (liée à  $C_C$ )

$M$  est la pente critique de l'état critique dans l'espace  $p' - q$ . Cette droite coupe la surface de plasticité au point où la valeur maximale de  $q$  est atteinte. Cette valeur peut être obtenue à partir d'un essai triaxial ou bien de l'angle de friction interne du matériau :

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2-91)$$

L'équation de la ligne de consolidation isotrope (ligne de consolidation vierge) peut être exprimée comme suit :

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2-92)$$

L'équation correspondante en phase surconsolidée est :

$$v = v_s - \kappa \ln p' \quad (2-93)$$

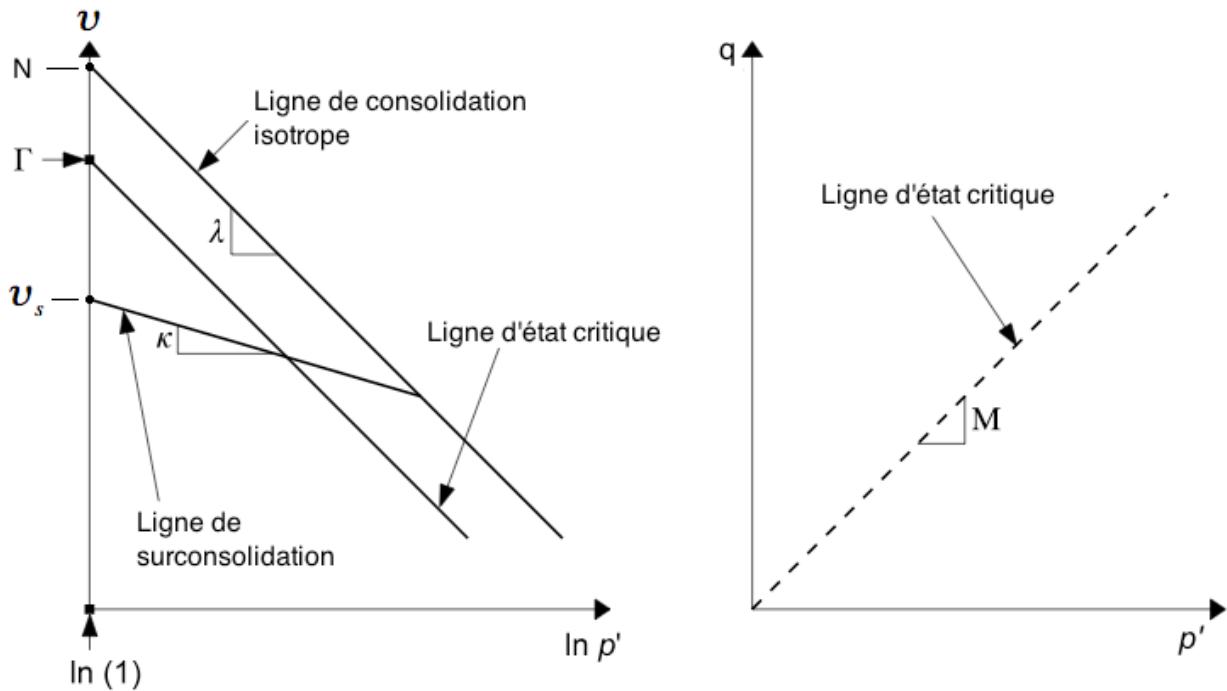


Figure 2-26 : Définition de certains paramètres du modèle Cam-Clay Modifié (Adapté de Wood, 1990).

Les paramètres  $\kappa$  et  $\lambda$  peuvent être obtenus à partir des indices de consolidation en chargement ( $C_c$ ) et déchargement ( $C_r$ ), définis à partir d'essais de consolidation.

$$\lambda = \frac{C_c}{2,303} \quad (2-94)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2,303} \quad (2-95)$$

Lorsqu'une contrainte est appliquée au sol, son volume change. Le sol peut supporter un certain changement de volume avant de devenir instable et atteindre l'état critique. Cet état est caractérisé par la ligne d'état critique (figure 2-26) correspondant à une déformation à volume constant ( $e=cst$ ). Dans le plan  $v-\ln p'$ , cette ligne est parallèle à la ligne de consolidation isotrope avec une valeur de  $\Gamma$  lorsque  $p'=1$ . On peut donc écrire l'équation suivante (Wood, 1990) :

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) * \ln 2 \quad (2-96)$$

Dans le plan  $p'$ - $q$ , la fonction de plasticité prend la forme d'une ellipse (figure 2-27) qui s'exprime selon l'équation suivante (Brito et Gunn, 1987) :

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p'_0}{p'}\right) = 0 \quad (2-97)$$

Le paramètre  $p'_0$  est la pression de préconsolidation qui contrôle la taille de la surface de plasticité (voir figure 2-27).  $M$  est la pente critique de l'état critique dans l'espace  $p'$ - $q$ . Cette droite coupe la surface de plasticité au point où la valeur maximale de  $q$  est atteinte.

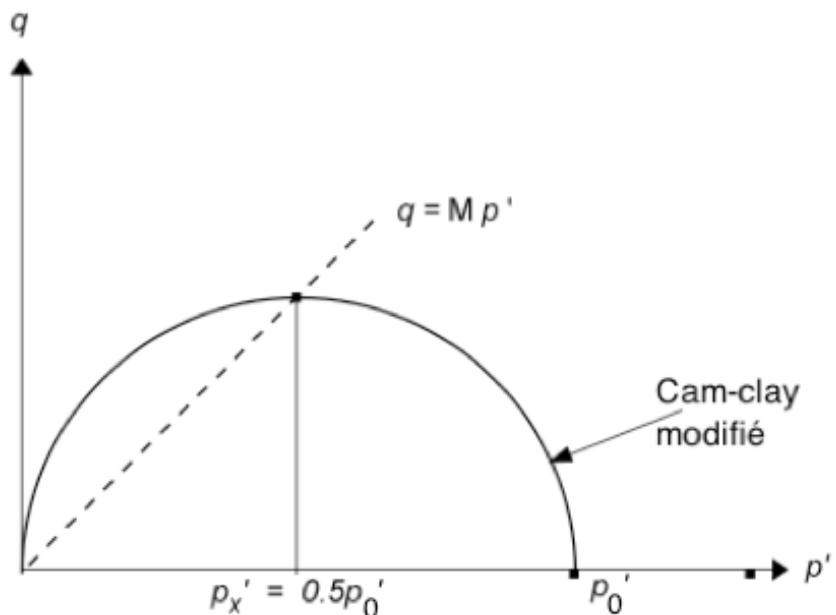


Figure 2- 27 : Fonction de rupture pour le modèle Cam-Clay Modifié (Adapté de Wood, 1990).

Avec le modèle CCM, la surface de plasticité évolue avec la déformation (selon  $e$  ou  $\nu$ ). Les contraintes résultant du chargement d'un sol normalement consolidé se situent sur la surface de plasticité dans l'espace  $q$ - $p'$  (figure 2-27). Pour un sol surconsolidé, l'état de contrainte peut se situer sous la surface de plasticité. L'ajout d'une contrainte peut causer une expansion de la surface de plasticité. Par contre, la surface ne peut jamais se contracter. La surface de plasticité initiale est spécifiée à l'aide des contraintes initiales dans le sol et du rapport de surconsolidation ( $OCR = \sigma'_{v0}/P_0$ ). Il est donc nécessaire de spécifier les contraintes initiales dans le sol lors d'une analyse avec le modèle CCM.

## CHAPITRE 3 - MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODOLOGIE

Le présent chapitre décrit les procédures expérimentales et les équipements utilisés pour caractériser les propriétés géotechnique et hydrogéologique des résidus miniers et des roches stériles provenant d'un site minier québécois. Ces propriétés sont utilisées dans les simulations numériques pour évaluer le comportement de consolidation des résidus miniers avec et sans inclusions drainantes. Les résultats de ces essais sont présentés au chapitre 4.

### 3.1 Caractérisation des résidus miniers

Dix chaudières de résidus miniers ont été reçues au laboratoire, en provenance d'une exploitation aurifère (numérotées de 1 à 10). Entre la mine et le laboratoire, les résidus se sont densifiés en raison des vibrations causées par le transport en camion. Les résidus avaient durci dans le fond des chaudières et l'eau avait remonté en surface. Pour s'assurer que les résidus dans les différentes chaudières avaient des caractéristiques semblables, quatre chaudières ont été choisies au hasard (chaudières #1, 4, 7 et 10) et les résidus ont été soumis aux mesures de la densité relative ( $D_r$ ) et de la granulométrie. Les résidus ont d'abord été remaniés à l'aide d'un malaxeur pour les remettre en suspension et les mélanger avec l'eau de la chaudière. Une fois remis en suspension et bien mélangé, un échantillon a été prélevé pour mesurer la teneur en eau  $w$  (%). Le contenu de la chaudière a été séché à l'air libre puis stocké dans des sacs de plastique numérotés en fonction de la chaudière de provenance. La teneur en eau  $w$  (%) des chaudières 1, 7 et 10 ainsi que la densité de pulpe  $P$  (%) ont été évaluées utilisant les équations 3-1 et 3-2 :

$$w(\%) = \left( \frac{M_w}{M_s} \right) * 100 \quad (3-1)$$

$$P(\%) = \left( \frac{1}{1+w} \right) * 100 \quad (3-2)$$

où  $M_w$  est la masse d'eau (g) et  $M_s$  est la masse de solide (g).

Par la suite, des essais plus complets ont été réalisés pour la classification des particules, la courbe de compaction, la conductivité hydraulique saturée et les caractéristiques de consolidation.

### 3.1.1 Densité relative des grains

La densité relative  $D_r$ , représente la densité  $\rho_s$  d'un solide normalisé par celle de l'eau ( $D_r = \rho_s / \rho_w$  avec  $\rho_w = 1\text{g/cm}^3$ ). Une valeur de  $D_r$  inférieure à 1 n'est jamais observée dans les matériaux géologiques. La densité relative d'un sol est contrôlée par sa composition minéralogique. La valeur de  $D_r$  des résidus miniers est souvent plus élevée que celle des sols naturels (qui est proche de 2,65).

Les essais utilisés pour déterminer la valeur de  $D_r$  des résidus ont été réalisés conformément à la norme ASTM D854 (2002). En raison des variations possibles, les tests sont réalisés en triplicata. Pour que la mesure soit considérée valide, les résultats obtenus ne doivent pas excéder une variation de 0,03.

On procède de la façon suivante. Une mesure de 100 g de résidus séchés est trempée vingt-quatre heures dans l'eau désaérée préalablement au test. Le résidu et l'eau désaérée sont ensuite mis dans un pycnomètre, fait de verre avec un goulot rétrécissant arborant une marque de référence. Avant de pouvoir utiliser un pycnomètre pour mesurer la densité relative d'un sol, il faut d'abord le calibrer. La masse du pycnomètre vide est mesurée. Le pycnomètre est rempli d'eau désaérée jusqu'à ce que le minuscule arrive en bas de la ligne de référence. Le pycnomètre avec l'eau est pesé et la température de l'eau est prise. En répétant ces étapes, tout en faisant varier la température de l'eau, une courbe de calibration est obtenue. La courbe de calibration doit inclure un minimum de cinq points et être linéaire. Cette courbe permet d'obtenir la masse d'un pycnomètre avec l'eau désaérée pour une température donnée.

Le pycnomètre avec les résidus est ensuite mis sous vide sur une table oscillante pour accélérer la désaération de l'échantillon. Après soixante minutes, de l'eau désaérée est ajoutée jusqu'à ce que le minuscule d'eau touche le bas de la ligne de référence du pycnomètre. Les particules et l'eau au-dessus de la ligne sont ensuite enlevées à l'aide d'un morceau de papier. Les pycnomètres contenant l'eau et le résidu sont alors pesés et leur température prise. Par la suite, le contenu des pycnomètres est versé dans des tares préalablement pesées qui sont mises au four. Les tares et les

résidus séchés sont pesés de nouveau pour obtenir la masse du sol sec contenu dans le pycnomètre. En ayant la masse du pycnomètre calibré vide ( $M_p$ ) et son volume rempli d'eau ( $V_p$ ), on obtient la masse du pycnomètre rempli d'eau pour la température de l'essai ( $M_{pw,T}$ ). Ces informations sont obtenues à partir d'une courbe de calibration du pycnomètre utilisé.

$$M_{pw,T} = M_p + (V_p \cdot \rho_{w,T}) \quad (3-3)$$

$M_{pw,T}$  : Masse du pycnomètre calibré et de l'eau à la température du test (g)

$M_p$  : Masse du pycnomètre calibré (g)

$V_p$  : Volume du pycnomètre calibré à la température du test (mL)

$\rho_{w,T}$  : Densité de l'eau à la température de l'essai (g/mL)

Ces informations servent à calculer la densité relative du sol à la température voulue, selon les équations suivantes (ASTM D854, 2002) :

$$D_r = \frac{\rho_s}{\rho_{w,T}} = \frac{M_s}{(M_{p,T} - (M_{pw,T} - M_s))} \quad (3-4)$$

$\rho_s$  : Densité du sol (g/cm<sup>3</sup>)

$\rho_{w,T}$  : Densité de l'eau à la température du test (g/cm<sup>3</sup>)

$M_s$  : Masse du sol séché au four (g)

$M_{pw,T}$  : Masse du pycnomètre, eau et sol à la température du test (g)

La valeur de  $D_r$  est ensuite exprimée à 20°C en multipliant la valeur obtenue par un coefficient de correction donné dans la norme ASTM D854 (2002).

### 3.1.2 Classification des résidus

La dimension des particules et leur distribution relative influencent le comportement géotechnique des résidus miniers. Les essais de tamisage et de sédimentation permettent d'obtenir une courbe décrivant la distribution du diamètre des particules d'un sol. Le tamisage est adapté aux particules relativement grossières ( $>80 \mu\text{m}$ ) tandis que la sédimentation est utilisée pour obtenir de l'information sur les particules plus fines ( $<80 \mu\text{m}$ ). En juxtaposant l'information des deux types de mesure pour le même matériau, on obtient la courbe granulométrique complète du sol. Les tests sont effectués conformément à la norme ASTM D422-63 (2003). Les résidus miniers ont ensuite été classifiés avec le système UCSC (Mc Carthy, 2007). Des essais pour déterminer les limites d'Atterberg ( $w_L$  et  $w_P$ ) sont aussi nécessaires pour utiliser ce système de classification.

#### 3.1.2.1 Granulométrie par tamisage

Dans cet essai, le résidu passe par une série de tamis ayant des ouvertures de plus en plus petites. Les tamis sont empilés de telle sorte que les ouvertures rétrécissent vers le bas. Le test s'effectue sur environ 500 grammes de résidus séchés. Vingt-quatre heures avant la tenue du test, le résidu est lavé sur le tamis de  $80 \mu\text{m}$  pour enlever les particules fines. Le matériau doit être sec et les agglomérations de particules brisées. Le résidu est versé sur le tamis supérieur et mis dans une machine vibrante pendant vingt minutes. En pesant la masse retenue sur chaque tamis, le pourcentage passant de sol sur chaque ouverture de tamis est obtenu. On obtient ainsi une courbe granulométrique du sol pour les particules grossières. Pour les résidus miniers, des tamis ayant des ouvertures de 2,50 mm, 1,25 mm, 0,630 mm, 0,160 mm et  $80 \mu\text{m}$  sont utilisés.

#### 3.1.2.2 Granulométrie par sédimentation

Pour cet essai, le résidu est placé en suspension dans un cylindre gradué rempli d'eau distillée. Les particules de sol sédimentent avec le temps. Pendant que la déposition prend place, la densité relative de la suspension diminue. En mesurant la densité de l'eau et des particules en suspension à différents intervalles de temps avec un hydromètre, on obtient l'information sur la masse de

solide encore en suspension. En appliquant la loi de Stokes, il est alors possible de déterminer la taille des particules qui se sont déposées au bas du cylindre. Un test de sédimentation se fait avec environ 100 grammes de matériau passant le tamis de 80  $\mu\text{m}$ . Vingt-quatre heures avant la tenue du test, le résidu est trempé dans une solution de 125 g d'hexamétaphosphate, qui agira comme un dispersant. Lors du test, la suspension est malaxée et versée dans un cylindre avec de l'eau distillée. Le cylindre est agité pour bien s'assurer de la remise en suspension. Un autre cylindre est rempli d'eau pour référence. Une lecture de l'hydromètre et de la température est prise aux intervalles spécifiés dans la norme sur le cylindre gradué contenant le sol et dans celui de référence ne contenant que l'eau distillée.



Figure 3-1 : Essai de sédimentation avec l'hydromètre dans le cylindre de référence contenant l'eau distillée.

La proportion de sols dans la suspension pour une certaine lecture d'hydromètre est calculée avec la formule suivante (ASTM D422, 2003) :

$$P = (Ra/H) \cdot 100 \quad (3-5)$$

P : Pourcentage de sol restant dans la suspension au niveau où l'hydromètre mesure la densité de la suspension (partie supérieure).

a : Facteur de correction appliqué aux lectures de l'hydromètre de type 152H et donné dans la norme de l'ASTM D422 (2003).

R : Lecture de l'hydromètre avec correction.

H : Masse de sol dans l'hydromètre divisé par le pourcentage passant le tamis no 10 multiplié par 100.

Le diamètre des particules est ensuite calculé avec l'équation suivante (ASTM D422, 2003) :

$$D = K \sqrt{L/t} \quad (3-6)$$

D : Diamètre des particules (mm)

L : Distance à partir de la surface de la suspension jusqu'au niveau où la densité de la suspension est mesurée. Paramètre basé sur la lecture de l'hydromètre et donné dans les tables de la norme ASTM D422 (2003)

K : Constante qui dépend de la température de la suspension et de la valeur de  $D_r$

t : Intervalle de temps entre le début de la sédimentation et la lecture de l'hydromètre (min)

### 3.1.2.3 Classification UCSC et limite d'Atteberg

Les résidus sont classifiés avec le système de classification unifié (UCSC). Ce système nécessite les paramètres provenant de la granulométrie complète des résidus et des limites d'Atterberg ( $w_L$  et  $w_P$ ) (McCarthy, 2007). La granulométrie complète est obtenue en combinant les données obtenues lors des essais de tamisage et de sédimentation. Sur les courbes complètes, on peut déterminer le  $D_{10}$ , le  $D_{30}$ , ainsi que le  $D_{60}$ , correspondant à la taille maximale des particules pour un pourcentage passant déterminé. Ces données ont ensuite été utilisées pour calculer le coefficient d'uniformité  $C_U$  ainsi que le coefficient de courbure  $C_C$ . Ces coefficients sont définis comme suit (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3-7)$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (3-8)$$

Les limites d'Atterberg utilisées dans le système UCSC sont les limites de liquidité (LL ou  $w_L$ ) et de plasticité (PL ou  $w_P$ ). LL représente la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol passe de la consistance plastique à liquide. PL est la teneur en eau en dessous de laquelle le sol n'est plus plastique. Ces limites sont déterminées au laboratoire suivant la norme ASTM D4318-00 (2000). La valeur de LL est obtenue avec l'appareil de Cassagrande et celle de PL en roulant le sol sur une plaque de plastique selon les paramètres déterminés par la norme ASTM D4318 (2000). Lorsque des résidus de mine en roches dures sont très peu plastique, la mesure de PL est généralement impossible et celle de LL est usuellement imprécise.

### 3.1.3 Essai de compaction

Un essai de compaction Proctor a été effectué pour déterminer la relation entre la teneur en eau  $w$  et la densité du résidu minier sec  $\rho_d$ . Cette relation permet de déterminer la teneur en eau optimale correspondant à l'indice des vides minimal du résidu. Le test a été effectué suivant la norme ASTM D1557-02 (2003b) pour l'essai de compaction modifié.

Un échantillon de résidus miniers d'environ 2 kg est préparé à une teneur en eau prédéfinie et placé dans un moule cylindrique ayant un volume de 944 cm<sup>3</sup> en cinq couches de masse égale. Chaque couche est compactée uniformément avec vingt-cinq coups d'un poids de 44,5 N qui tombe d'une hauteur fixe, donnant une énergie de compactage de 2700 kN-m/m<sup>3</sup>. À la fin de la compaction, la teneur en eau et le poids unitaire sec de l'échantillon sont déterminés après séchage au four. La procédure est répétée pour cinq teneurs en eau différentes de manière à établir une relation entre la teneur en eau  $w$  et la densité  $\rho_d$ . Cette courbe de compaction est quasi bilinéaire. La densité du spécimen est calculée avec la formule suivante (ASTM D1557-02, 2003b) :

$$\rho_m = \frac{(M_t - M_{md})}{1000V} \quad (3-9)$$

$\rho_m$  : Densité humide (kg/m<sup>3</sup>)

$V$  : Volume du moule de compaction (m<sup>3</sup>)

$M_t$  : Masse totale (humide) (kg)

$M_{md}$  : Masse du moule de compaction (kg)

La densité du spécimen sec ( $\text{kg/m}^3$ ) est calculée avec la formule suivante :

$$\rho_d = \frac{\rho_m}{1 + \frac{w}{100}} \quad (3-10)$$

Il est aussi possible de tracer la courbe théorique de la densité du matériau saturé ('zero air void') correspondant à un degré de saturation  $S_r$  de 100 % en utilisant la formule suivante :

$$e = w * D_r \quad (3-11)$$

La courbe de compaction a une forme en cloche avec la densité sèche maximale du sol à son sommet. La courbe théorique du sol saturé est une ligne quasi droite parallèle à la partie descendante du côté droit de la courbe de compaction.

### 3.1.4 Essais de perméabilité en cellules triaxiales

L'objectif de l'essai de perméabilité en cellules triaxiales est de déterminer la conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  ( $\text{cm/s}$ ) des résidus miniers. L'utilisation d'une cellule triaxiale (figure 3-2) permet de s'assurer que la saturation complète du matériau a été atteinte avant de faire le test. La détermination de la conductivité hydraulique saturée lors des essais est basée sur la loi de Darcy (équation 2-75). Un gradient hydraulique est appliqué et les volumes entrant et sortant sont enregistrés en fonction du temps.

Il existe deux types d'essais pour mesurer la conductivité hydraulique d'un sol, soit l'essai de perméabilité à charge constante et celui à charge variable. L'essai à charge constante est plus approprié pour les sols relativement grossiers ( $k_{\text{sat}} > 1*10^{-4} \text{ m/s}$ ) tels les sables et les graviers, dans lesquels un large volume d'eau circule. L'essai à charge variable est plus approprié pour les sols fins tels les silts, les argiles et les résidus miniers. Le test à charge constante évalue la conductivité hydraulique en fonction de la vitesse de l'eau passant à travers l'échantillon, tandis que le test à charge variable se base sur le débit de l'eau entrant dans l'échantillon. La distinction

est importante, car pour les sols à particules fines, un très faible volume d'eau passe à travers l'échantillon lors du test. Un essai à charge constante deviendrait alors peu pratique et serait susceptible aux fuites et à l'évaporation.



Figure 3-2 : Cellule triaxiale avec l'échantillon de résidus enveloppé dans sa membrane étanche.

La conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  des échantillons a été déterminée en cellule triaxiale (appelée perméamètre à parois flexibles) conformément à la norme de l'ASTM D5084-00 (2001). L'échantillon est préalablement humidifié à une teneur en eau  $w$  d'environ 15 %, compacté dans un moule, démoulé, mesuré (diamètre et hauteur), puis enveloppé d'une membrane élastique étanche et, ensuite, inséré dans la cellule triaxiale qui sera remplie d'eau et dans laquelle des pressions seront induites. La cellule est reliée à une série de trois burettes fixées sur un panneau, soit une pour la cellule, une pour la tête et une à la base de l'échantillon (figure 3-3). Initialement, on applique une pression de 0 kPa dans la tête et à la base, et de 50 kPa dans la cellule. La différence de pression entre la cellule et les extrémités de l'échantillon est toujours fixée à 50 kPa (cette contrepression permet d'atteindre  $S_r \approx 100\%$ ). Les pressions sont graduellement augmentées par palier (tous les jours) jusqu'à atteindre 600 kPa à la tête et à la base, et 650 kPa dans la cellule. Une eau désaérée est ensuite circulée à travers la cellule et les extrémités de l'échantillon à partir des burettes. Cette étape est répétée chaque jour pendant une semaine en gardant les pressions constantes pour enlever les bulles d'air et obtenir une meilleure saturation de l'échantillon.

La conductivité hydraulique en cellule triaxiale est mesurée à charge variable à partir des mesures prises sur les burettes fixées au mur et connectées à la cellule triaxiale lors de l'essai. Au début de l'essai, les valves sont ouvertes. À ce moment, les niveaux d'eau dans les burettes correspondant à la base et à la tête bougent et cherchent à se stabiliser (avec une augmentation du niveau dans la burette de tête et une descente du niveau de la base).

Ce test s'effectue généralement avec deux opérateurs. Un opérateur observe le niveau d'eau de la base descendre et enregistre les temps à des niveaux d'eau prédéterminés dans la burette à l'aide d'un chronomètre. Le deuxième opérateur note le niveau d'eau correspondant sur la burette de tête. Cela permet d'obtenir les différences de charge à différents intervalles de temps. Le test est répété 2 ou 3 fois en changeant l'intervalle de lecture pour s'assurer de la fiabilité des résultats obtenus. Après l'essai, la cellule est démontée, les dimensions de l'échantillon sont mesurées (diamètre et hauteur) et la teneur en eau finale est mesurée.



Figure 3-3 : Cellule triaxiale (sur la table) reliée au panneau de burettes (à gauche) utilisé pour les essais de perméabilité.

La conductivité hydraulique (en cm/s) pour un test à charge variable de ce type est calculée avec l'équation suivante (ASTM D5084-00, 2001) :

$$k_{\text{sat}} = \frac{a_{\text{in}} \cdot a_{\text{out}} \cdot L}{(a_{\text{in}} \cdot a_{\text{out}}) \cdot A \cdot \Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3-12)$$

Dans l'équation 3-12, les paramètres utilisés sont définis ainsi :

$k_{\text{sat}}$  : Conductivité hydraulique saturée (cm/s)

$a_{\text{in}}$  : Aire de la burette d'entrée (cm<sup>2</sup>)

$a_{\text{out}}$  : Aire de la burette de sortie (cm<sup>2</sup>)

$L$  : Longueur de l'échantillon (cm)

$A$  : Aire de l'échantillon (cm<sup>2</sup>)

$h_1$  : Différence de charge au temps  $t_1$  (cm)

$h_2$  : Différence de charge au temps  $t_2$  (cm)

$\Delta t$  : Intervalle de temps entre la lecture de  $h_1$  et  $h_2$  (s)

Le degré de saturation de l'échantillon est ensuite calculé pour évaluer si l'échantillon était bien saturé lors de la mesure :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{M_w}{V_t - \frac{M_s}{\rho_s}} * 100 \quad (3-13)$$

La masse des grains solides  $M_s$  est obtenue en séchant l'échantillon au four. La masse d'eau  $M_w$  est la masse humide moins la masse séchée au four. Le volume de l'échantillon  $V_t$  est calculé à partir de ces dimensions. La densité des solides  $\rho_s$  (kg/m<sup>3</sup>) est proportionnelle à la valeur de  $D_r$ .

### 3.1.5 Essais de consolidation en colonne

Des essais de consolidation en colonne ont été faits pour déterminer les propriétés de consolidation des résidus miniers. Deux montages ont été utilisés pour tenter d'obtenir les propriétés de consolidation du sol. Dans un premier temps, des tests à l'oedomètre, drainé des deux côtés sur des échantillons de 2 cm d'épaisseur ont été menés (selon la procédure dénotée dans Bussière, 1993). Les résultats étaient peu concluants, notamment en raison de la dissipation trop rapide des surpressions interstitielles.

Pour contrer cette difficulté, des essais en colonne de plexiglas, drainé d'un seul côté, ont été réalisés sur des échantillons de 15 à 20 cm d'épaisseur. Le montage a été adapté pour permettre d'appliquer des charges relativement élevées et pour mesurer la dissipation des suppressions avec le temps. Le montage utilisé a été développé au laboratoire de la Chaire et il s'inspire du montage utilisé par Pedroni (2011) lors de ses essais de consolidation en grande colonne sur des boues de traitement des eaux usées. Le montage utilisé pour faire les essais de consolidation en colonne est illustré à la figure 3-4.



Figure 3-4 : Montage utilisé pour les essais de consolidation en colonne; voir la description des composantes numérotées dans le texte.

Les composantes numérotées à la figure 3-4 sont définies dans ce qui suit ;

1-Cylindre : Ce cylindre d'acrylique de 10 cm de diamètre intérieur et de 50 cm de haut est utilisé pour confiner les résidus qui y seront consolidés. Le cylindre est renforcé avec des collets métalliques pour pouvoir supporter les hautes charges appliquées. La base du cylindre est formée d'une plaque de polyéthylène imperméable pour s'assurer que le drainage ne s'effectue que du côté supérieur.

2-Piston et plaque : Pour appliquer la contrainte verticale sur les résidus, une plaque de plastique perforée ayant un diamètre similaire à celle de la colonne est déposée sur les résidus les recouvrant totalement. Un géotextile saturé est déposé au-dessous de la plaque pour empêcher la remontée de résidus dans la colonne, mais permettre la remontée de l'eau (drainage). Un cylindre de plastique plein est appliqué au centre de la plaque couvrant les résidus de manière à ce que la surcharge soit transférée sur l'ensemble de la surface des résidus Il y a un écart entre le cylindre et les parois de la colonne permettant la remontée de l'eau à la surface (drainage). Le poids du cylindre plein crée le premier palier de chargement du test de consolidation.

3-Cadre métallique et plateau : Le cadre métallique est appuyé sur le cylindre qui répartit uniformément la contrainte appliquée sur les résidus. Le cadre est solidement encastré dans le mur de béton et relié à un plateau sur lequel des plaques de chargement peuvent être appliquées. Les plaques sont ensuite déposées sur le plateau de manière à créer une surcharge sur le résidu. La distance entre le cylindre et le plateau permet de créer un effet de levier de 4,33 :1. Cette configuration (avec effet de levier) permet d'atteindre des chargements plus élevés qu'une application directe de la surcharge.

4-Détecteur de déplacement : Un comparateur analogique qui mesure le déplacement est installé sur le cylindre plein de manière à mesurer le tassement durant l'essai. Les lectures sont prises manuellement. Le détecteur repose sur une plaque de plexiglas.

5-Capteur de pression : Un capteur qui mesure la pression interstitielle reliée à un multimètre et une batterie ont été installés à la base de la colonne afin de mesurer les pressions dans l'échantillon lors des essais. Le capteur est calibré pour un certain voltage (7 volts) en créant une courbe de calibration linéaire entre le voltage et les différentes pressions d'eau (lues sur un panneau à burettes); 4 à 5 mesures permettent d'obtenir la courbe de calibration (linéaire) reliant le voltage mesuré à la pression d'eau. La calibration est valable pour le capteur utilisé.

L'échantillon de résidus est préparé en le recouvrant d'eau désaérée et en le laissant reposer pendant plusieurs jours dans une chaudière. L'eau en excès est par la suite enlevée et le matériau est mélangé à l'état lâche. La teneur en eau est mesurée sur un petit échantillon prélevé dans la chaudière (par séchage au four). Le résidu est versé dans la colonne sur une hauteur entre 15 à 20 cm. Le résidu est laissé dans la colonne quelques heures de manière à consolider sous son propre poids et laisser l'eau en excès remonter. La hauteur des résidus dans la colonne et de l'eau en excès est mesurée. Le poids des résidus et de l'eau déposés dans la colonne est mesuré en pesant le montage avec les résidus et en soustrayant cette valeur au poids du montage sans résidus. La plaque perforée avec un diamètre similaire à celui de l'intérieur de la colonne (avec le géotextile) est déposée à la surface des résidus. Le cylindre plein est déposé en douceur sur la plaque recouvrant les résidus, pour appliquer le premier palier de chargement de consolidation. Le détecteur de tassements est lu à des intervalles de temps prédéterminés; les lectures sont prises à des intervalles serrés au début et de plus en plus espacés par la suite. Un palier est complété lorsque la dissipation des surpressions interstitielles est terminée et que la pression hydrostatique est atteinte ( $u = \gamma_w z$ ). Durant l'essai, les tassements en fonction du temps étaient entrés dans un chiffrier Excel pour ensuite calculer le coefficient de consolidation  $c_v$  utilisant les techniques de Cassagrande et Taylor (1948). Cette approche permet d'identifier la fin de la consolidation primaire durant l'essai. Une fois le premier palier de chargement terminé, le cadre de métal relié au plateau de chargement est déposé sur le cylindre plein pour commencer le deuxième palier de chargement. Pour les chargements subséquents, des poids sont ajoutés sur le plateau. Des contraintes allant de 2 kPa à 400 kPa ont été appliquées sur les échantillons lors de ces essais. Pour des raisons de sécurité, les contraintes appliquées sur les échantillons n'ont pas dépassé 400 kPa (en tenant compte de l'effet de levier), ce qui équivaut à environ 70 kg appliqué sur le cadre de métal plus le poids du cadre lui-même. Les propriétés de consolidation lors du déchargement n'ont pas été mesurées lors de ces essais. Au démontage, la hauteur finale des résidus et de l'excédent d'eau ont été mesurées (avec masse encore en place au-dessus). La masse finale du sol ainsi que sa teneur en eau sont mesurées. Par la suite, les propriétés de consolidation  $C_c$ ,  $a_v$  et  $c_v$  sont calculées à partir des mesures prises durant l'essai.

## 3.2 Caractérisation préliminaire des stériles

Les roches stériles contenues dans les barils ont été caractérisées pour déterminer leur courbe granulométrique, la densité relative des grains ainsi que leur conductivité hydraulique saturée. Ces propriétés sont utilisées pour analyser la capacité des stériles à drainer l'eau des résidus autour des inclusions. À noter que la granulométrie de ces roches stériles a été tronquée à 10 cm (lors du prélèvement à la mine).

### 3.2.1 Densité relative des grains ( $D_r$ )

En raison de la différence de la taille grossière des particules, la densité relative des roches stériles est déterminée avec une procédure différente de celle utilisée pour les résidus miniers (pycnomètre). La densité relative des stériles a été déterminée conformément à la norme ASTM C127-07 (2007). Un échantillon de 5 kg de stériles est créé utilisant la courbe granulométrique des stériles déterminée au laboratoire (voir procédure à la section 3.2.2). L'échantillon est submergé dans l'eau pendant une période de vingt-quatre heures pour saturer les pores. Une fois l'échantillon enlevé de l'eau, la surface est séchée à l'aide d'une serviette puis pesée (B). Un panier de métal est suspendu dans une chaudière remplie d'eau sans toucher les bords et le fond. Les stériles sont déposés dans le panier et la différence de masse (avec et sans stériles) donne le poids submergé des stériles (C). L'échantillon est séché au four, puis pesé pour une dernière fois (A). À partir de ces trois pesées (A, B, C), la densité relative apparente, la densité saturée avec surface sèche SSD ('saturated surface-dry'), la densité relative globale et la capacité d'absorption de l'eau sont déterminées. Le test est réalisé en triplicata et les paramètres d'intérêt sont calculés avec les équations suivantes (ASTM C127-07) :

$$D_{r(\text{Global})} = \frac{A}{(B-C)} \quad (3-14)$$

$$D_{r(\text{SSD})} = \frac{B}{(B-C)} \quad (3-15)$$

$$D_{r(\text{Apparent})} = \frac{A}{(A-C)} \quad (3-16)$$

$$\text{Absorption (\%)} = \frac{B - A}{A} \times 100 \quad (3-17)$$

A : Poids des stériles séchés au four (g)

B : Poids des stériles saturés avec surface séchée, pesés à l'air libre (g)

C : Poids des stériles saturés, submergés dans l'eau (g)

### 3.2.2 Analyse granulométrique

La courbe de distribution de la taille des particules est déterminée avec une technique similaire à celle utilisée pour les résidus miniers, conformément à la norme ASTM D422-63 (2003). La totalité d'un baril de roches stériles a été caractérisée. En raison de la taille de certaines particules de l'échantillon, la granulométrie est d'abord faite en utilisant de grands tamis ayant des ouvertures de 5,8 cm, 3,8 cm, 1,9 cm, 10 mm et 4,75 mm. La fraction inférieure à 4,75 mm est ensuite caractérisée avec les petits tamis utilisés pour la granulométrie des résidus miniers. Par la suite, deux échantillons de 100 g ont servi pour faire des tests de sédimentation (sur la fraction < 80 µm). La courbe granulométrique des stériles est assemblée à l'aide de ces trois tests.

### 3.2.3 Essais de perméabilité en colonne

La conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  des stériles a été mesurée à l'aide d'un essai de perméabilité en colonne. La procédure utilisée est décrite par Hernandez (2007) ainsi que par Peregeodova (2012). La colonne de plexiglas utilisée a un diamètre de 30 cm et une hauteur totale de 1 m et elle repose sur une balance (figure 3-5). Les stériles sont déposés dans la colonne en couches successives d'environ 5 cm jusqu'à atteindre une hauteur de 83,5 cm. La granulométrie des stériles dans la colonne est contrôlée à partir de la courbe granulométrique des stériles. Une fois les stériles en place, la colonne est refermée et remplie d'eau désaérée pour saturer les stériles et s'assurer de son étanchéité. Un faible débit circule dans la colonne remplie d'eau (sans désaturation) pour déloger les bulles d'air restées coincées. La colonne est remplie d'eau à tous les jours pendant une semaine pour empêcher la désaturation des stériles et déloger

la majorité des bulles d'air. Par la suite, la masse de la colonne remplie d'eau est déterminée sur la balance (sur laquelle repose la colonne). Un essai de conductivité hydraulique à charge variable est fait en branchant la base et la tête de la colonne à un panneau de burettes. Au début de l'essai, les valves à la base et à la tête de la colonne sont ouvertes. La procédure utilisée durant l'essai à charge variable des stériles est similaire à celle décrite à la section 3.1.4 pour un essai à charge variable sur les résidus miniers dans une cellule triaxiale. L'essai à charge variable sur les stériles est répété 2 fois par jour, pendant 2 jours, pour évaluer la reproductivité des résultats. À la fin de chaque test, la masse de la colonne est enregistrée. Une masse constante signifie que les stériles étaient à l'état saturé lors du test. Une fois l'essai terminé, la colonne est drainée, puis démontée par couches de 5 cm. Chaque couche est pesée et séchée pour obtenir la teneur en eau finale et l'indice des vides.



Figure 3-5: Colonne reposant sur une balance utilisée lors de l'essai de perméabilité sur les stériles.

### 3.3 Dernières remarques

Ce chapitre a décrit les montages et les procédures expérimentales utilisés pour déterminer les propriétés des résidus miniers et des stériles qui seront utilisés dans les simulations numériques. Pour les résidus miniers, la mesure de densité relative a permis d'obtenir la valeur de  $D_r$  qui sert à calculer le poids unitaire des résidus. Les essais granulométriques permettent de classifier les résidus, vérifier leur homogénéité et d'utiliser des modèles prédictifs (KC et KCM) pour estimer la valeur de  $k_{sat}$ . L'essai de perméabilité permet d'obtenir la valeur expérimentale de  $k_{sat}$ . La courbe de compaction a permis d'obtenir l'indice des vides minimal des résidus. Les essais de consolidation en colonne ont permis d'obtenir les valeurs de  $c_v$ , de  $C_C$  de  $e_0$  des résidus ainsi que la relation entre  $e$  et  $\sigma_v'$ . Pour les stériles, le paramètre utilisé dans les simulations numériques est leur valeur de  $k_{sat}$ . Les résultats obtenus de ces divers essais sont présentés au chapitre 4.

## CHAPITRE 4 - RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux des essais de caractérisation géotechnique et hydrogéologique, décrits au chapitre 3, effectués sur les résidus et les stériles miniers. Les résultats sont analysés et évalués, notamment en les comparant avec des résultats tirés de la littérature et des valeurs obtenues des modèles prédictifs. Ces résultats seront utilisés au chapitre 5 pour construire un modèle numérique qui vise à simuler la consolidation des résidus miniers avec et sans inclusions drainantes.

### 4.1 Propriétés géotechniques des résidus miniers

Les résidus miniers ont été soumis à des essais pour déterminer leur teneur en eau d'origine, la densité relative, la courbe granulométrique, la courbe de compaction, la conductivité hydraulique saturée et les propriétés de consolidation, selon les procédures décrites au chapitre 3. Les résultats de ces essais ainsi que l'interprétation des résultats, selon les notions présentées aux chapitres 2 et 3, sont présentés dans ce qui suit.

#### 4.1.1 Propriétés de base

Initialement, les résidus ont été numérotés de 1 à 10 selon leur chaudière de provenance. Des mesures de la teneur en eau  $w$  (et densité de pulpe  $P$ ), de la densité relative  $D_r$  et de la granulométrie ont été réalisées sur quatre chaudières pour obtenir ces propriétés et évaluer si les résidus des diverses chaudières pouvaient être considérés comme homogènes. Les résultats présentés ici ont montré que les résidus provenant de la mine sont relativement homogènes d'une chaudière à l'autre. Par la suite, la distinction entre les chaudières a été abandonnée.

#### 4.1.1.1 Teneur en eau et densité de pulpe

La teneur en eau w et la densité de pulpe P des résidus des diverses chaudières ont été évaluées selon la procédure décrite à la section 3.1 sur la totalité de la chaudière (et non sur de petites évaluations). Les résultats sont présentés au tableau 4-1. Les résidus de la chaudière 4 ont aussi été utilisés dans les essais, mais cette chaudière a été drainée avant de pouvoir mesurer la masse d'eau. À noter que la moitié de la chaudière 10 a été prélevée pour ces essais, comparée à la totalité des chaudières 1, 3 et 7.

Tableau 4.1 : Teneur en eau et densité de pulpe des résidus de quatre chaudières.

Échantillon	Teneur en eau W (%)	Densité de pulpe P (%)
Chaudière 1	75,21	56,93
Chaudière 3	71,50	58,75
Chaudière 7	72,27	57,91
Chaudière 10*	78,50	56,00

\*Échantillon prélevé sur la moitié du contenu de la chaudière.

Les résultats montrent que les valeurs de teneur en eau et de densité de pulpe au laboratoire (tableau 4-1) sont presque identiques pour les chaudières 3 et 7. La teneur en eau est plus élevée pour les chaudières 1 et 10. Les valeurs correspondantes de densité de pulpe (56-59 %) sont plus élevées que celles des résidus conventionnels ( $P < 45\%$ ) et correspondraient à des rejets densifiés. Notons toutefois que les valeurs mesurées ici (tableau 4-1) sont différentes des valeurs moyennes obtenues à la mine à la fin de chaque mois. La densité de pulpe enregistrée à la mine varie entre 40 et 53 %, alors que les valeurs obtenues au laboratoire varient entre 56 et 59 %.

#### 4.1.1.2 Densité relative ( $D_r$ )

La densité relative des résidus provenant de quatre chaudières a été déterminée au pycnomètre selon la procédure décrite à la section 3.1.1. Les résultats sont présentés au tableau 4-2.

Tableau 4.2: Densité relative des grains solides pour quatre échantillons de résidus.

Échantillon	Pycno # 2	Pycno # 15	Pycno # 17	Moyenne
Chaudière 1	2,75	2,76	2,76	<b>2,76</b>
Chaudière 4	2,76	2,75	2,73	<b>2,75</b>
Chaudière 7	2,76	2,76	2,74	<b>2,75</b>
Chaudière 10	2,75	2,75	2,75	<b>2,75</b>

Les résultats pour chaque échantillon sont similaires, avec un écart maximum de moins de 0,01; cet écart est en deçà de la limite de 0,03 spécifiée par la norme de l'ASTM D854-02 (2002). On peut donc considérer que la valeur de  $D_r$  est de 2,75 pour l'ensemble des résidus. Cette valeur est compatible avec d'autres valeurs de  $D_r$  de résidus miniers rapportées dans la littérature (voir section 2.3.1). Par exemple, Vick (1990) mentionne des valeurs entre 2,6 et 2,9 pour des résidus de mines de roches dures. Aubertin et al. (1996) ont caractérisé des résidus avec des valeurs de  $D_r$  variant entre 2,78-2,86.

#### 4.1.1.3 Granulométrie et classification

La figure 4-1 présente les courbes granulométriques moyennes des particules des quatre échantillons obtenues à partir de trois essais de tamisage et de sédimentation faits sur chaque échantillon de résidus miniers (provenant des chaudières 1, 4, 7, 10), selon la procédure décrite à la section 3.1.2. Aucun matériau n'a été retenu sur le tamis 80  $\mu\text{m}$  et l'entièreté de la courbe provient des tests de sédimentation. Les courbes individuelles de chaque échantillon sont présentées à l'Annexe #2 ; celles-ci indiquent que les essais effectués en triplicata donnent des résultats similaires. Le tableau 4-3 présente les caractéristiques granulométriques moyennes des quatre échantillons de résidus miniers. On constate que les valeurs de  $D_{10}$  sont très variables.

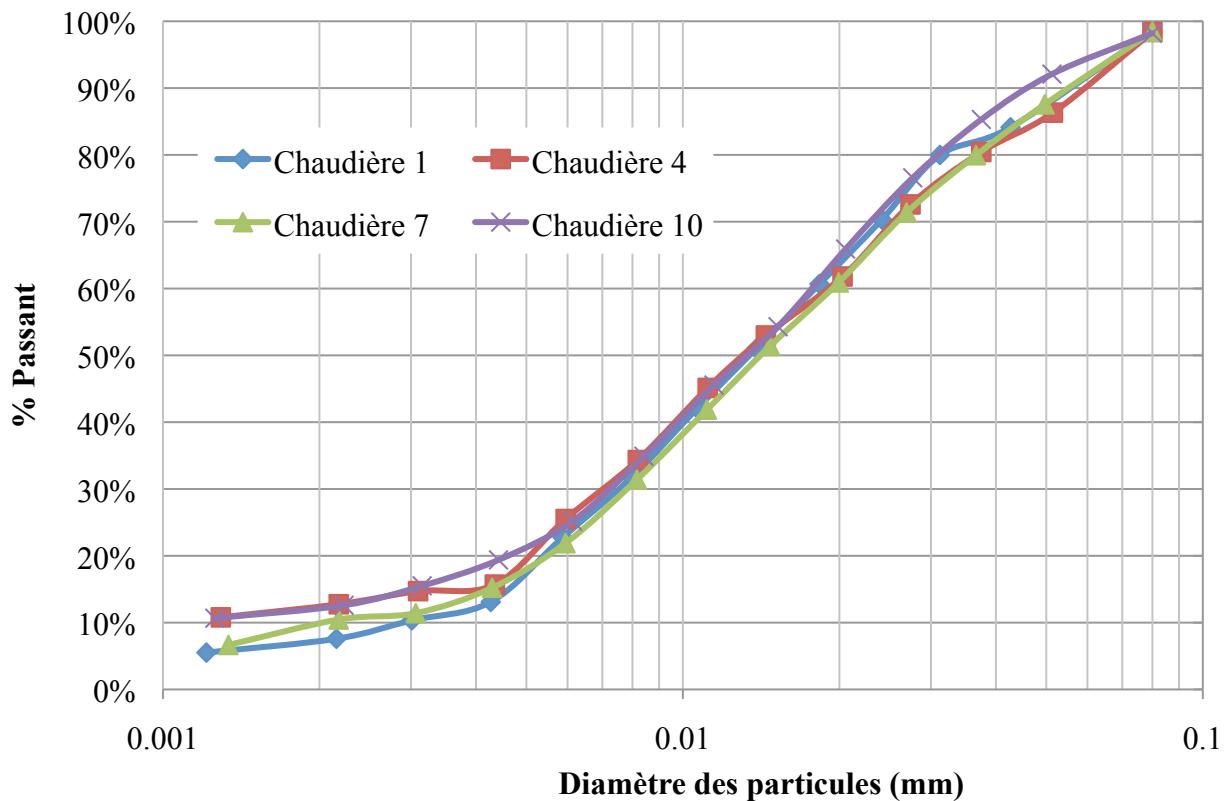


Figure 4-1: Courbes granulométriques moyennes des 4 échantillons de résidus miniers.

Tableau 4.3 : Caractéristiques granulométriques moyennes des quatre échantillons de résidus.

Échantillon	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>U</sub>	C <sub>c</sub>
Chaudière 1	0,0030	0,0080	0,0180	6,00	1,19
Chaudière 4	0,0013	0,0080	0,0190	14,62	2,59
Chaudière 7	0,0023	0,0081	0,0190	8,26	1,50
Chaudière 10	0,0015	0,0072	0,0180	12,00	1,92

Les caractéristiques granulométriques sont assez similaires pour les quatre échantillons testés, sauf pour la partie la plus fine. Le coefficient d'uniformité  $C_U$  est supérieur à 6 et le coefficient de courbure  $C_c$  est situé entre 1 et 3. À noter que ces coefficients ne sont généralement pas utilisés pour classifier les particules fines dans le système UCSC (McCarthy, 2007). Les valeurs de  $D_{10}$  et  $D_{60}$  sont conformes aux valeurs compilées par Bussière (2007) pour neuf mines canadiennes, (i.e.  $D_{10}$  entre 0,001 et 0,004 mm et un  $D_{60}$  entre 0,01 et 0,05mm).

Des essais pour mesurer la limite de liquidité et de plasticité ont été tentés sur les résidus miniers, selon la norme ASTM D4318-00 (2000). Aucune valeur de  $w_p$  et  $w_L$  n'ont pu être obtenue sur les résidus, car ceux-ci ne montrent aucune plasticité. Vick (1990) et Aubertin et al. (1996) ont mentionné que les résidus miniers étaient généralement non plastiques ou avec une très faible plasticité. Ces informations permettent de classifier les résidus miniers à l'étude comme étant un silt inorganique non plastique (ML), selon la classification UCSC (McCarthy, 2007). Cela correspond à la classification typique des résidus fins de mines en roches dures.

Les résultats précédents permettent de conclure que les résidus ont des propriétés relativement semblables d'une chaudière à l'autre. Les résidus disponibles pour cette étude sont considérés comme homogènes.

#### 4.1.2 Essais de compaction

La figure 4-2 présente les résultats obtenus pour l'essai de compaction Proctor modifié effectué selon la procédure décrite à la section 3.1.3 pour deux échantillons de résidus. La courbe théorique du sol saturé (« zero air void ») calculée avec l'équation 3-11 est ajoutée à titre de référence. La teneur en eau optimale est proche de 16,3 %, et elle correspond à une densité sèche de l'ordre de  $1720 \text{ kg/m}^3$  et à un indice des vides de 0,60. Ces valeurs sont à l'intérieur de l'intervalle rapporté par Bussière (2007).

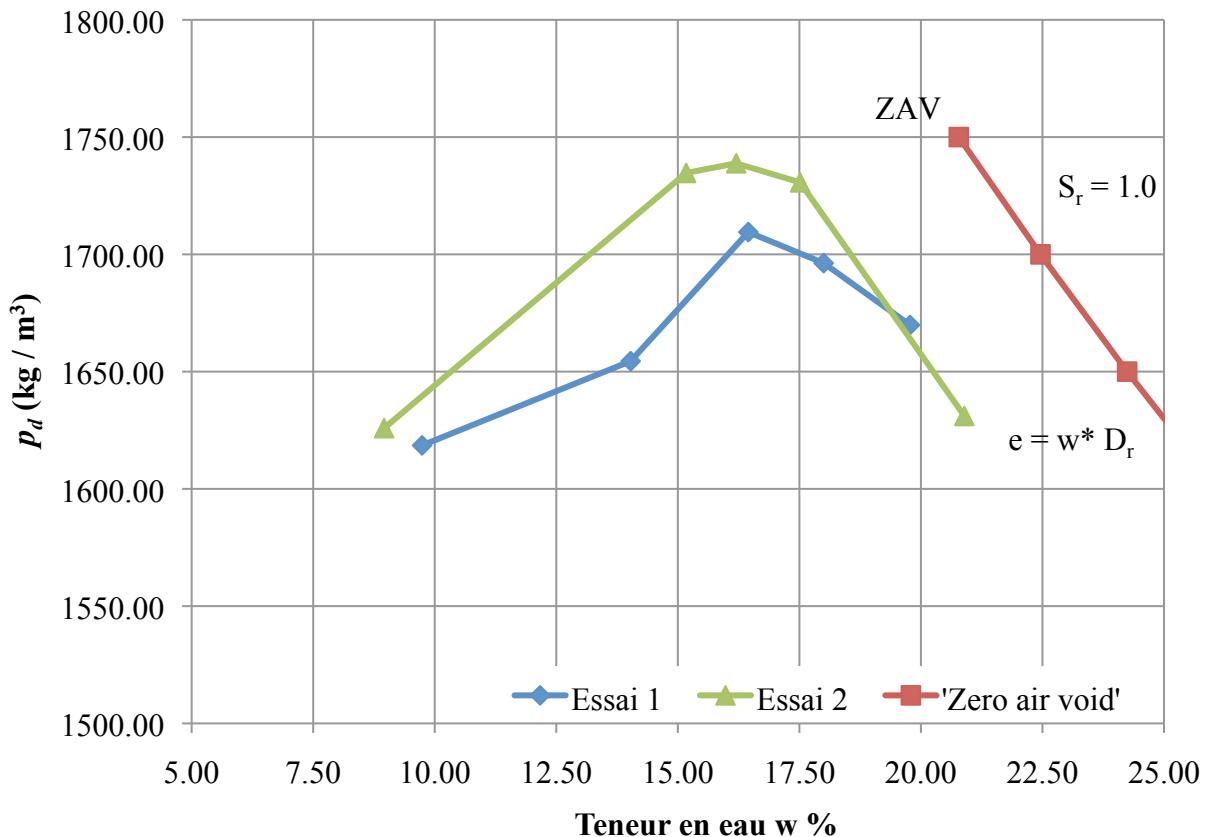


Figure 4-2 : Courbes de compaction Proctor modifiée obtenues sur deux échantillons du résidu minier; à noter la relation du résidu saturé (zav;  $e = w * D_r$ ).

Le tableau 4-4 présente la teneur en eau optimale, la densité sèche maximale et l'indice des vides minimum pour les deux essais.

Tableau 4.4 : Résultats des essais de compaction Proctor pour les résidus miniers.

Essai	$w_{opt}$ (%)	$\rho_d$ max (kg/m <sup>3</sup> )	$e_{min}$
1	16,2	1735	0,59
2	16,5	1710	0,61

### 4.1.3 Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique saturée de quatre échantillons a été mesurée à l'aide d'essais de perméabilité en cellules triaxiales à charge variable selon la méthodologie décrite à la section 3.1.4. La conductivité hydraulique saturée, la teneur en eau finale, l'indice des vides et le degré de saturation des échantillons à la fin des essais sont présentés au tableau 4-5.

Tableau 4.5 : Valeurs de conductivité hydraulique saturée mesurées en cellules triaxiales.

Échantillon	$k_{\text{sat}}$ (cm/s)	$e$	$w_f$ %	$S_r$ %
#1		0,7245	26,95	103
A	$2,28 \times 10^{-5}$			
B	$2,25 \times 10^{-5}$			
C	$2,23 \times 10^{-5}$			
#2		0,66	24,5	101
A	$1,13 \times 10^{-5}$			
B	$1,15 \times 10^{-5}$			
C	$1,12 \times 10^{-5}$			
#3		0,866	30,38	96,5
A	$3,55 \times 10^{-5}$			
B	$3,97 \times 10^{-5}$			
C	$3,88 \times 10^{-5}$			
#4		0,7269	26,75	101
A	$1,67 \times 10^{-5}$			

La valeur du degré de saturation a été calculée avec l'équation 3-13 présentée au chapitre 3; les résultats obtenus varient entre 96 % et 103 %. On peut donc considérer que les échantillons étaient saturés lors des essais. Les valeurs de la conductivité hydraulique varient entre  $1,12 \times 10^{-5}$  cm/s et  $3,88 \times 10^{-5}$  cm/s. Ces valeurs sont regroupées pour chacun des échantillons. Ces valeurs de  $k_{\text{sat}}$  sont compatibles avec les valeurs de conductivité hydraulique saturée présentées dans la littérature. Par exemple, Bussière (2007) a répertorié des valeurs de conductivité hydraulique pour les résidus fins (ML) entre  $1 \times 10^{-4}$  cm/s et  $1 \times 10^{-6}$  cm/s.

La conductivité hydraulique saturée moyenne des échantillons obtenus des essais de laboratoire a été comparée avec celle obtenue par les modèles prédictifs Kozeny-Carman (KC) (Chapuis et Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman modifié (KCM) (Mbonimpa et al., 2002), présentés à la section 2.4.1. Les résultats sont montrés au tableau 4-6. La figure 4-3 montre un graphique de la conductivité hydraulique saturée en fonction de l'indice des vides, avec les valeurs obtenues des essais triaxiaux et des modèles prédictifs.

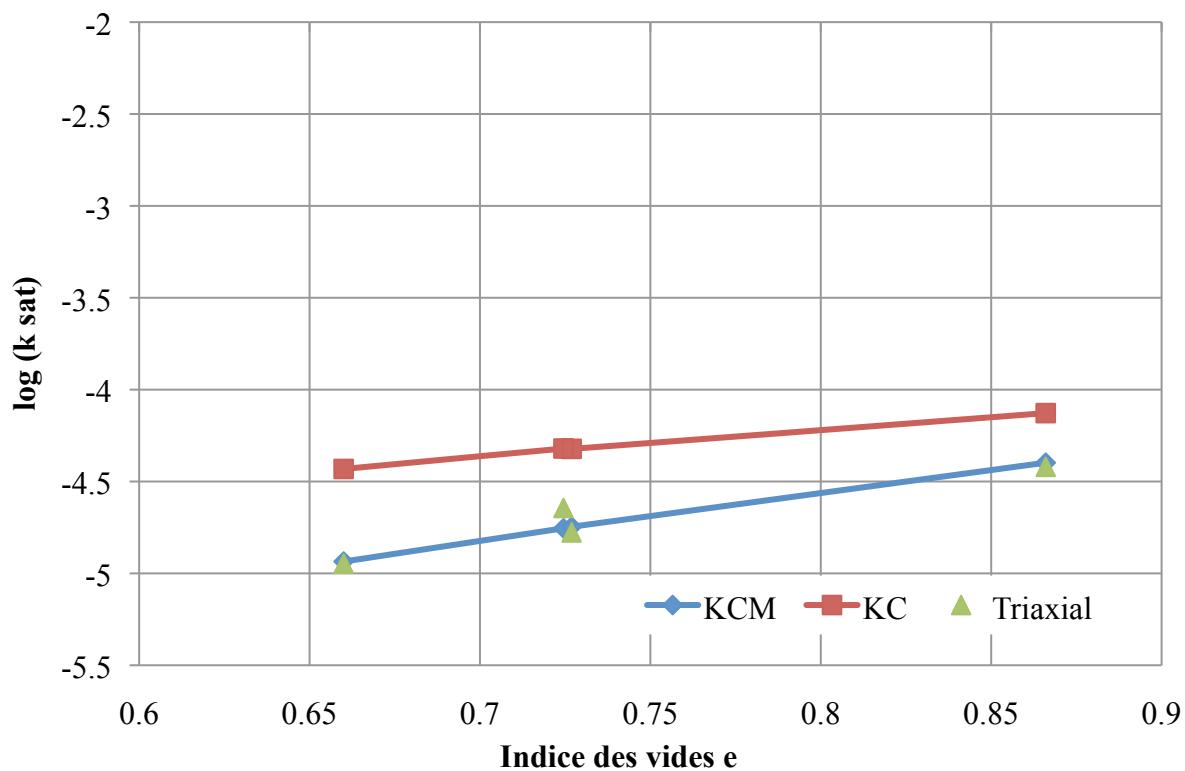


Figure 4-3 : Les valeurs mesurées et prédites de la conductivité hydraulique (échelle log) en fonction de l'indice des vides e.

Tableau 4.6 : Valeurs de la conductivité hydraulique mesurée et prédictes pour les 4 échantillons de résidus miniers.

Échantillon	$e$	$k_{sat}$ moyen essais triaxiaux (cm/s)	$k_{sat}$ Modèle KCM (cm/s)	$k_{sat}$ Modèle KC (cm/s)
#1	0,725	$2,27 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	$4,78 \times 10^{-5}$
#2	0,660	$1,13 \times 10^{-5}$	$1,16 \times 10^{-5}$	$3,70 \times 10^{-5}$
#3	0,866	$3,80 \times 10^{-5}$	$4,00 \times 10^{-5}$	$7,45 \times 10^{-5}$
#4	0,727	$1,67 \times 10^{-5}$	$1,79 \times 10^{-5}$	$4,76 \times 10^{-5}$

Le modèle KCM donne des résultats très semblables aux valeurs mesurées en laboratoire alors que le modèle KC tend à surestimer ces valeurs. Rappelons que le modèle KCM a initialement été créé spécifiquement pour prédire la conductivité hydraulique des résidus miniers (Aubertin et al., 1996). Les résultats de laboratoire confirment que les valeurs prédictes par le modèle KCM sont conformes aux attentes.

#### 4.1.4 Paramètres de consolidation

Des essais de consolidation en colonne ont été menés sur six échantillons de résidus miniers selon la procédure décrite à la section 3.1.5. Les résultats de ces essais de consolidation en colonne seront analysés plus en détails au chapitre 5 à partir de simulations numériques. Les figures 4-4 à 4-7 présentent les courbes de consolidation pour chaque essai. Les paramètres de consolidation du tableau 4-7 ( $a_v$  et  $C_C$ ) ont été obtenus à partir de ces courbes. Ces figures montrent l'indice des vides  $e$  en fonction de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  sur des échelles arithmétique et logarithmique. Les courbes présentées aux figures 4-4 à 4-7 ont une allure assez conforme à la théorie de consolidation. Les résidus miniers sont des matériaux remaniés et ne montrent pas de pression de préconsolidation ( $p_0 = 0$ ).

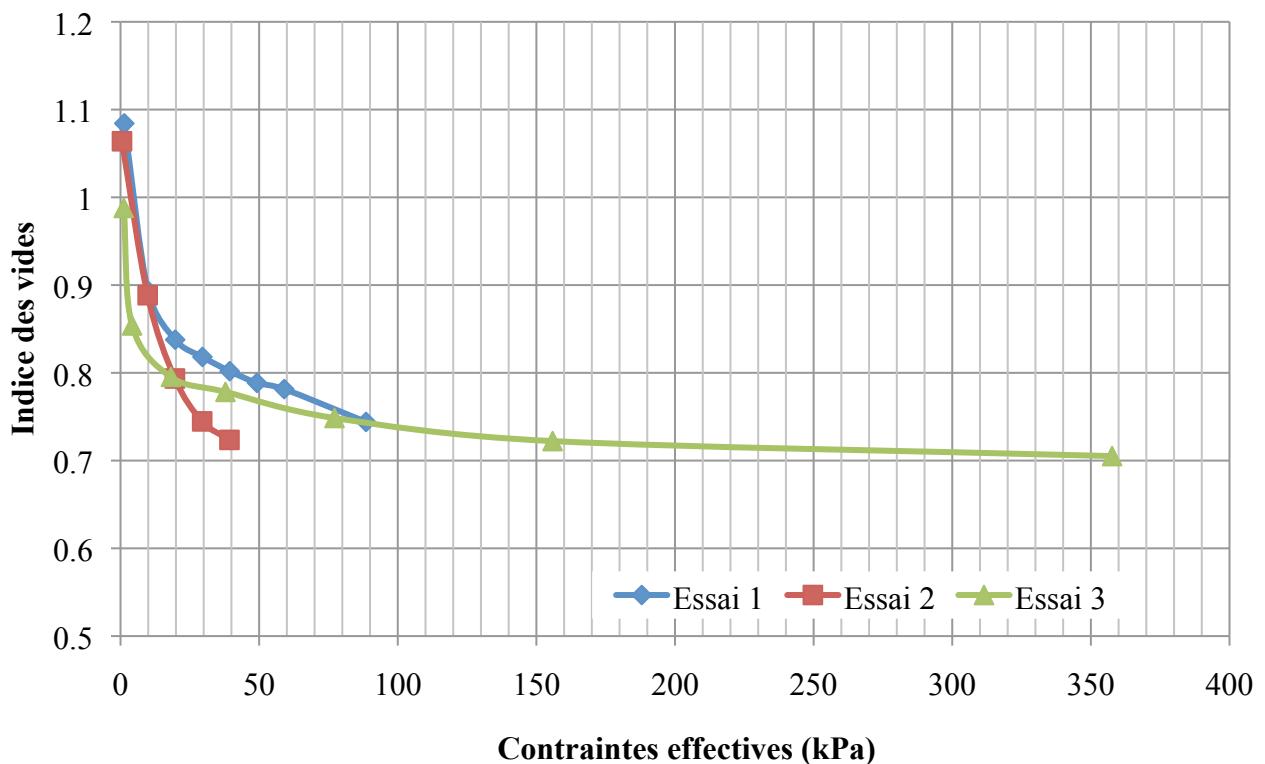


Figure 4-4 : Courbes de consolidation dans le plan  $e - \sigma'_v$  pour les essais 1 à 3.

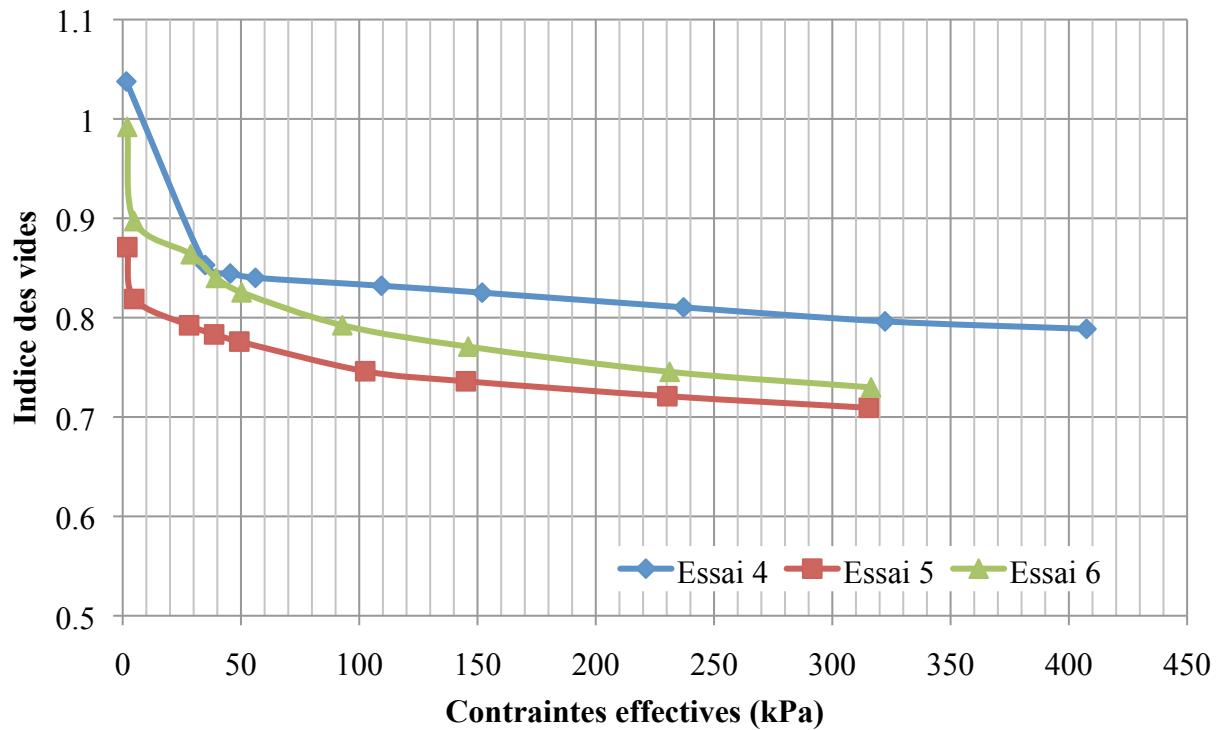


Figure 4-5 : Courbes de consolidation dans le plan  $e - \sigma'_{v}$  pour les essais 4 à 6.

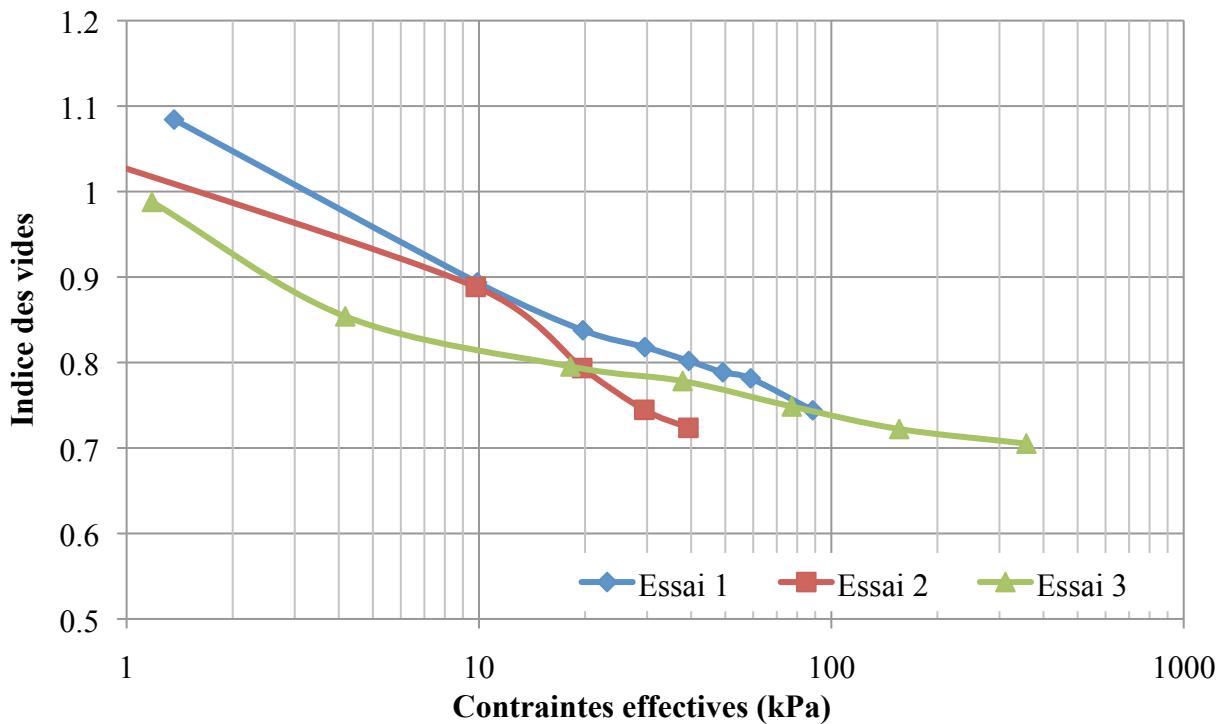


Figure 4-6 : Courbes de consolidation dans le plan  $e - \log \sigma'_{v}$  pour les essais 1 à 3.

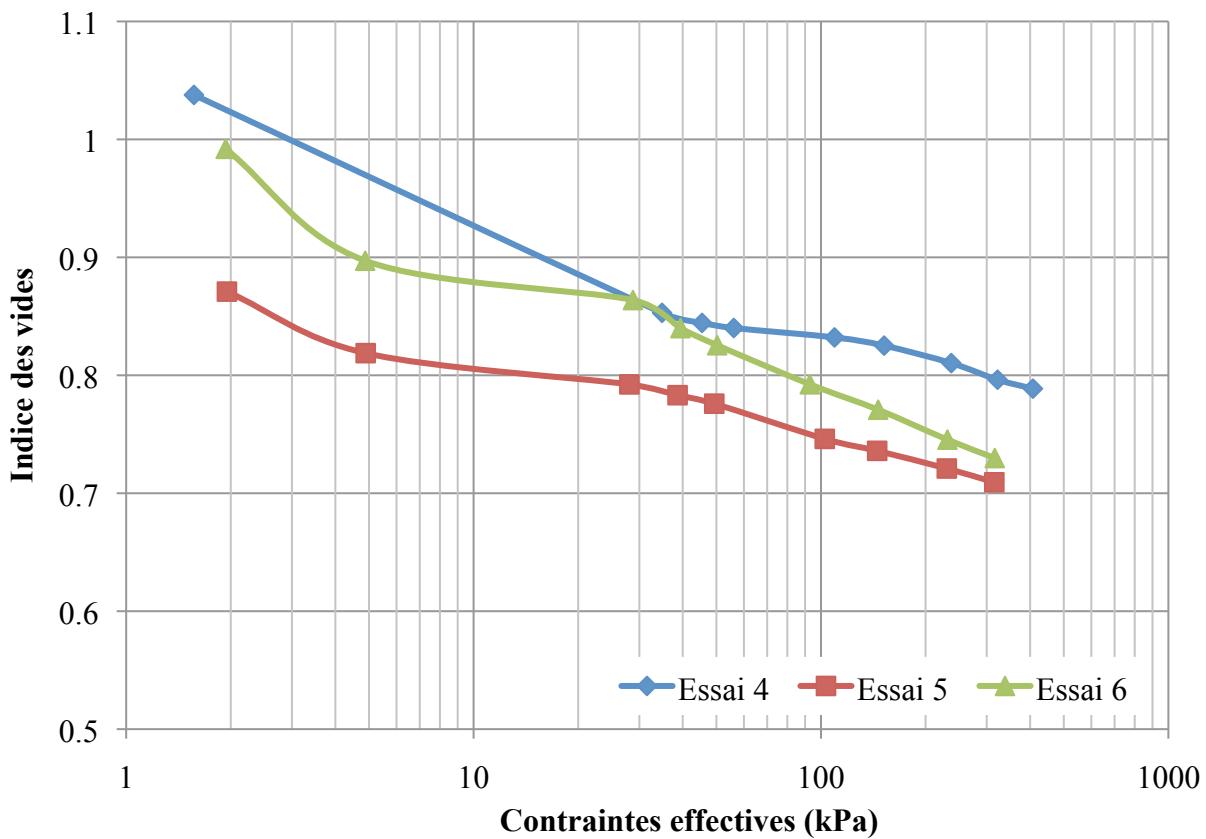


Figure 4-7 : Courbes de consolidation dans le plan  $e - \log \sigma'_v$  pour les essais 4 à 6.

Le tableau 4-7 présente les paramètres de consolidation obtenus lors des essais, selon la méthodologie de calcul présentée à la section 2.1 sur la théorie de consolidation. Les détails sur les paliers de chargement utilisés, ainsi que sur l'indice des vides et les valeurs de  $a_v$  et de  $C_C$  pour chaque essai se trouvent à l'Annexe 3. Les valeurs de l'indice de compression  $C_C$  obtenues se situent entre 0,0028 et 0,314 avec une valeur moyenne de 0,12. Les valeurs du coefficient de compressibilité  $a_v$  obtenues se situent entre  $8,5 \times 10^{-5}$  et  $3,2 \times 10^{-2}$   $\text{kPa}^{-1}$  avec une valeur moyenne de  $6,5 \times 10^{-3}$   $\text{kPa}^{-1}$ . La plage des valeurs de  $a_v$  obtenue au laboratoire est très étalée et est fortement influencée par la magnitude des paliers de chargement. La majorité des valeurs obtenues se situent à des magnitudes de  $10^{-3}$  et  $10^{-4}$   $\text{kPa}^{-1}$ . Les valeurs obtenues sont faibles et elles correspondent assez bien aux valeurs inférieures compilées par Bussière (2007), qui a répertorié des valeurs de  $C_C$  allant de 0,05 à 3 et des valeurs de  $a_v$  entre 0,003 et 0,1  $\text{kPa}^{-1}$ .

Tableau 4.7 : Paramètres de consolidation pour chacun des essais de consolidation.

Essai	$e_0$	$e_{final}$	Coefficient de compressibilité $a_v$	Indice de compression $C_c$	Valeur moyenne $a_v$	Valeur moyenne $C_c$
1	1,08	0,74	$7,3*10^{-4}$ à $2,2*10^{-2}$	$9,0*10^{-2}$ à $2,2*10^{-1}$	$5*10^{-3}$	$1,6*10^{-1}$
2	1,06	0,72	$2,14*10^{-3}$ à $1,89*10^{-2}$	$1,39*10^{-1}$ à $3,14*10^{-1}$	$8,9*10^{-3}$	$2,24*10^{-1}$
3	0,98	0,71	$8,5*10^{-5}$ à $4,5*10^{-2}$	$4,7*10^{-2}$ à $2,4*10^{-1}$	$8,0*10^{-3}$	$1,0*10^{-1}$
4	1,03	0,65	$8,9*10^{-5}$ à $5,5*10^{-3}$	$2,8*10^{-2}$ à $1,4*10^{-1}$	$9,4*10^{-4}$	$7,4*10^{-2}$
5	0,87	0,70	$1,4*10^{-4}$ à $1,8*10^{-2}$	$3,5*10^{-2}$ à $1,3*10^{-1}$	$2,7*10^{-3}$	$7,8*10^{-2}$
6	0,99	0,72	$1,8*10^{-4}$ à $3,2*10^{-2}$	$4,3*10^{-2}$ à $2,4*10^{-1}$	$4,9*10^{-3}$	$1,3*10^{-1}$

Le tassement de l'échantillon a été mesuré en fonction du temps à l'aide d'un comparateur (mm); pour chaque palier de chargement de chaque essai permettant de suivre l'évolution de l'indice des vides  $e$  lors de la consolidation. À partir des techniques de Cassagrande (Holtz et Kovacs, 1991) et de Taylor (1948) présentées à la section 2.1.3, le coefficient de consolidation ( $c_v$ ) a été calculé pour chaque palier de chacun des 6 essais. Les courbes trouvées selon les techniques de Cassagrande et de Taylor pour l'essai 6 sont présentées aux figures 4-8a, b respectivement. Les courbes des autres essais sont présentées à l'Annexe 4.

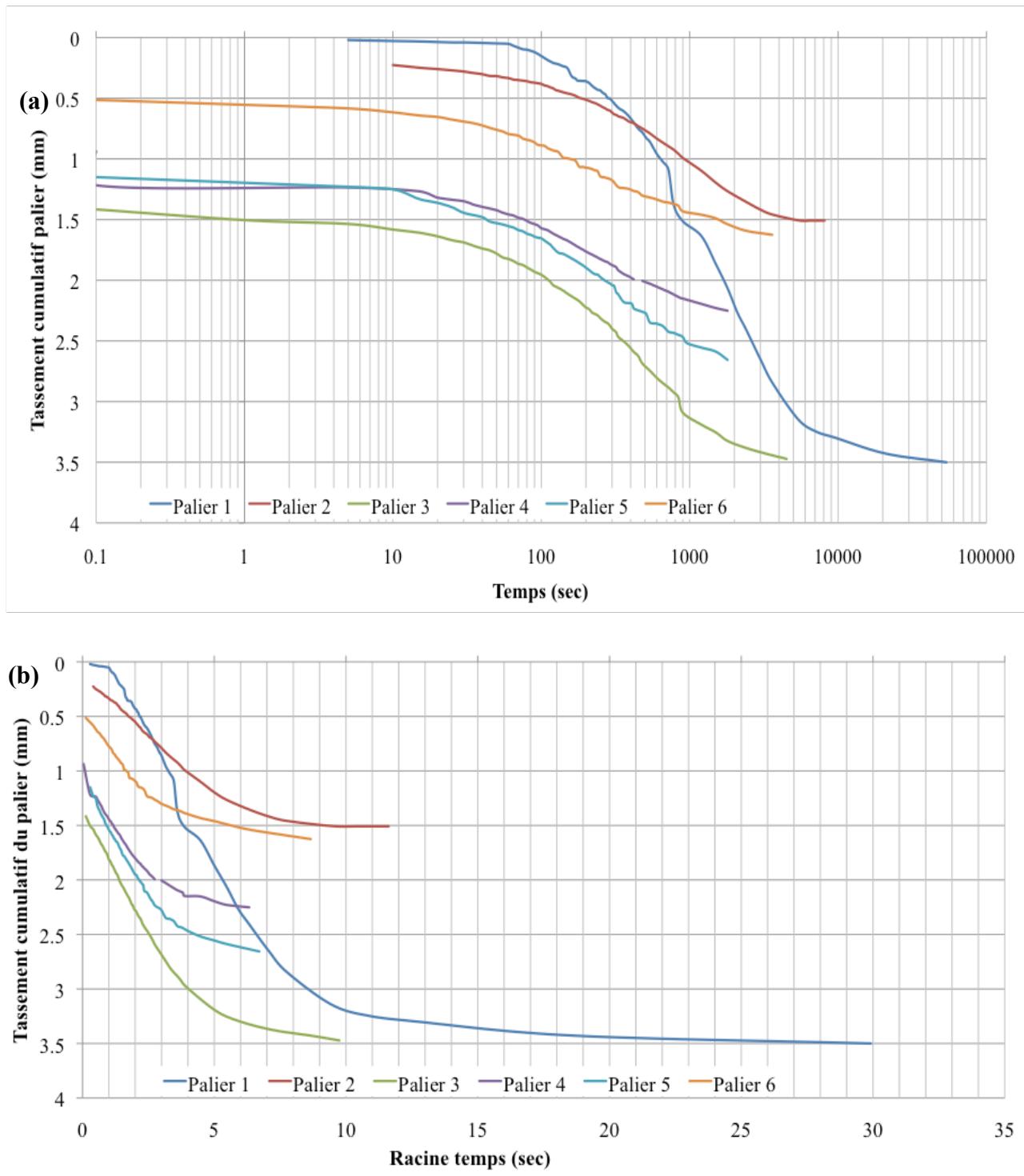


Figure 4-8 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps pour chaque palier de chargement de l'essai 6; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$  selon la technique de (a) Cassagrande (b) Taylor

La valeur de  $c_v$  a été déterminée pour chaque palier de chaque essai de consolidation avec les techniques de Cassagrande et Taylor (voir section 2.1.3). Les résultats ont par la suite été comparées aux valeurs de  $c_v$  obtenues selon l'équation 2-15 liant le coefficient de consolidation  $c_v$ , la conductivité hydraulique  $k_{sat}$  mesurée par les essais triaxiaux et la valeur de  $m_v$  (obtenue à partir de  $a_v$ ). On peut aussi utiliser les valeurs expérimentales de  $m_v$  et  $c_v$  mesurées durant les essais, pour déduire la conductivité hydraulique  $k_{sat}$ , qui peut être comparée à celle mesurée au laboratoire (et aussi prédite avec les modèles prédictifs). Les tableaux 4-8a à 4-8f montrent les valeurs de  $c_v$  ( $\text{mm}/\text{s}^2$ ) calculées selon l'équation 2-15, et les valeurs correspondantes de conductivité hydraulique saturée selon la même équation basée sur les valeurs de  $m_v$  obtenues lors des essais. Les valeurs de  $m_v$  et  $a_v$  utilisées dans les calculs sont présentées à l'Annexe 3.

Tableau 4.8a : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 1.

Essai 1					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande ( $\text{mm}^2/\text{s}$ )	$c_v$ Taylor ( $\text{mm}^2/\text{s}$ )	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
Initial	1,4	-----	-----	-----	-----
1	9,9	2	2	$1,81 \times 10^{-5}$	$1,99 \times 10^{-5}$
2	19,7	7	8	$1,92 \times 10^{-5}$	$2,16 \times 10^{-5}$
3	29,6	9	15	$8,33 \times 10^{-6}$	$1,43 \times 10^{-5}$
4	39,4	11	12	$8,13 \times 10^{-6}$	$9,10 \times 10^{-6}$
5	49,2	14	12	$8,67 \times 10^{-6}$	$7,46 \times 10^{-6}$
6	59,1	8	12	$2,75 \times 10^{-6}$	$3,95 \times 10^{-6}$
7	88,6	18	19	$1,08 \times 10^{-5}$	$1,13 \times 10^{-5}$

Tableau 4.8b : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 2.

Essai 2					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande (mm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (mm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ taylor (cm/s)
Initial	0	-----	-----	-----	-----
1	9,3	4	2	$3,19 \times 10^{-5}$	$2,15 \times 10^{-5}$
2	19,1	3	13	$1,36 \times 10^{-5}$	$5,74 \times 10^{-5}$
3	28,9	8	12	$1,85 \times 10^{-5}$	$2,78 \times 10^{-5}$
4	38,8	4	13	$4,33 \times 10^{-6}$	$1,30 \times 10^{-6}$

Tableau 4.8c : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 3.

Essai 3					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande (mm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (mm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ taylor (cm/s)
Initial	0	-----	-----	-----	-----
1	3,0	1	1	$1,96 \times 10^{-5}$	$2,17 \times 10^{-5}$
2	17,0	16	39	$6,65 \times 10^{-5}$	$1,60 \times 10^{-4}$
3	36,7	24	82	$2,95 \times 10^{-5}$	$7,32 \times 10^{-5}$
4	76,0	40	99	$1,72 \times 10^{-5}$	$6,79 \times 10^{-5}$
5	154,7	52	207	$1,67 \times 10^{-5}$	$6,59 \times 10^{-5}$

Tableau 4.8d : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 4.

Essai 4					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande (mm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (mm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
Initial	0	-----	-----	-----	-----
1	33,3	4	9	$1,18 \times 10^{-5}$	$2,34 \times 10^{-5}$
2	43,9	25	31	$1,94 \times 10^{-5}$	$2,42 \times 10^{-5}$
3	54,5	22	16	$8,81 \times 10^{-6}$	$6,45 \times 10^{-6}$
5	150,4	107	177	$1,71 \times 10^{-5}$	$2,83 \times 10^{-5}$
6	235,6	158	226	$2,69 \times 10^{-5}$	$3,85 \times 10^{-5}$
7	320,7	136	195	$2,20 \times 10^{-5}$	$3,16 \times 10^{-5}$
8	405,9	198	307	$1,73 \times 10^{-5}$	$2,68 \times 10^{-5}$

Tableau 4.8e : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 5.

Essai 5					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande (mm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (mm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
Initial	0	-----	-----	-----	-----
1	2,9	1	2	$1,02 \times 10^{-5}$	$1,60 \times 10^{-5}$
2	26,1	10	15	$1,12 \times 10^{-5}$	$1,65 \times 10^{-5}$
3	36,7	21	20	$1,74 \times 10^{-5}$	$1,70 \times 10^{-5}$
4	47,3	23	23	$1,55 \times 10^{-5}$	$1,53 \times 10^{-5}$
5	100,6	77	64	$4,21 \times 10^{-5}$	$3,52 \times 10^{-5}$
6	143,2	124	92	$2,90 \times 10^{-5}$	$2,17 \times 10^{-5}$
7	228,3	70	184	$1,21 \times 10^{-5}$	$3,17 \times 10^{-5}$
8	313,5	222	342	$2,99 \times 10^{-5}$	$4,60 \times 10^{-5}$

Tableau 4.8f : Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour l'essai 6.

Essai 6					
Chargement	Contrainte verticale $\sigma'_v$ (kPa)	$c_v$ Cassagrande (mm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (mm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Cassagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
Initial	0	-----	-----	-----	-----
2	26,8	10	15	$1,36 \times 10^{-5}$	$8,43 \times 10^{-6}$
4	48,3	14	11	$1,85 \times 10^{-5}$	$1,40 \times 10^{-5}$
5	90,9	31	35	$2,32 \times 10^{-5}$	$2,64 \times 10^{-5}$
6	144,1	71	68	$2,81 \times 10^{-5}$	$2,68 \times 10^{-5}$
7	229,3	51	41	$1,49 \times 10^{-5}$	$1,21 \times 10^{-5}$
8	314,5	64	64	$1,15 \times 10^{-5}$	$1,15 \times 10^{-5}$

Le tableau 4-9 montre les valeurs moyennes de conductivité hydraulique obtenues des essais de consolidation à partir des valeurs de  $c_v$  et les valeurs de  $k_{sat}$  mesurées lors des travaux de laboratoire, ainsi que les valeurs obtenues à l'aide des modèles prédictifs basés sur la granulométrie.

Tableau 4.9 : Comparaison des diverses valeurs de conductivité hydraulique saturée des résidus miniers.

ESSAI DE CONSOLIDATION			ESSAI DE PERMÉABILITÉ		
Essai	Cassagrande (cm/s)	Taylor (cm/s)	Essai triaxial $k_{sat}$ (cm/s)	$k_{sat}$ KCM (cm/s)	$k_{sat}$ KC (cm/s)
1	$1,09 \times 10^{-5}$	$1,25 \times 10^{-5}$	$2,27 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-5}$	$4,78 \times 10^{-5}$
2	$1,71 \times 10^{-5}$	$2,70 \times 10^{-5}$	$1,13 \times 10^{-5}$	$1,16 \times 10^{-5}$	$3,70 \times 10^{-5}$
3	$2,99 \times 10^{-5}$	$7,77 \times 10^{-5}$	$3,80 \times 10^{-5}$	$4,00 \times 10^{-5}$	$7,45 \times 10^{-5}$
4	$1,66 \times 10^{-5}$	$2,39 \times 10^{-5}$	$1,67 \times 10^{-5}$	$1,79 \times 10^{-5}$	$4,76 \times 10^{-5}$
5	$2,09 \times 10^{-5}$	$2,49 \times 10^{-5}$			
6	$1,83 \times 10^{-5}$	$1,65 \times 10^{-5}$			
<b>Moyenne</b>	$1,89 \times 10^{-5}$	$3,04 \times 10^{-5}$	$2,21 \times 10^{-5}$	$2,17 \times 10^{-5}$	$5,17 \times 10^{-5}$

Les valeurs du coefficient  $c_v$  montrées aux tableaux 4-a à 4-8f varient entre 1 mm<sup>2</sup>/s et 300 mm<sup>2</sup>/s (0,01 cm<sup>2</sup>/s et 3 cm<sup>2</sup>/s). Bussière (2007) a répertorié des valeurs de  $c_v$  se situant entre 0,003 et 0,1 cm<sup>2</sup>/s. Les valeurs obtenues ici se situent donc majoritairement au-dessus de cet intervalle. La valeur de  $c_v$  est fortement influencée par le niveau de la contrainte appliquée. En général, des incrément de contraintes plus grands donnent des valeurs du coefficient de consolidation plus élevées puisque la valeur de  $a_v$  tend à baisser sous plus forte contrainte. Les hautes valeurs de  $c_v$  sont obtenues lorsqu'une augmentation de contraintes élevées est utilisée pour passer d'un palier à un autre. La friction sur les parois de la colonne pourrait aussi ralentir la vitesse de consolidation pour les contraintes plus faibles (cet aspect sera étudié au chapitre 5). La valeur de  $c_v$  varie aussi selon la méthode de détermination utilisée. Les valeurs de  $c_v$  obtenues par la technique de Taylor sont généralement un peu plus élevées que celles obtenues par la technique de Cassagrande. L'écart est plus prononcé dans certains essais lorsque les contraintes sont plus élevées. Ceci pourrait s'expliquer par les hypothèses de chaque technique ainsi que par une certaine ambiguïté sur la fin du tassement primaire dans certains cas.

Les valeurs de conductivité hydraulique saturée obtenues à partir des valeurs de  $m_v$  et de  $c_v$  lors des essais de consolidation donnent des valeurs de  $k_{sat}$  très similaires à celles obtenues par les essais de perméabilité en cellules triaxiales et selon les modèles prédictifs KC et KCM, tel que montré au tableau 4-9.

## 4.2 Propriétés des roches stériles

Les roches stériles ont été soumises à des essais pour déterminer leur densité relative, leur granulométrie et leur conductivité hydraulique, selon les procédures décrites à la section 3.2. Les résultats de ces essais sur les stériles sont présentés dans ce qui suit.

### 4.2.1 Analyses granulométriques

La figure 4-9 présente la courbe de distribution de la taille des particules pour un des deux barils reçus. À noter que la granulométrie de ces stériles a été tronquée à une taille inférieure à environ 10 cm. La courbe granulométrique est construite à partir d'un tamisage grossier et fin, et de deux tests de sédimentation pour les particules plus fines (passant le tamis 80  $\mu\text{m}$ ). La procédure suivie est décrite à la section 3.2.2.

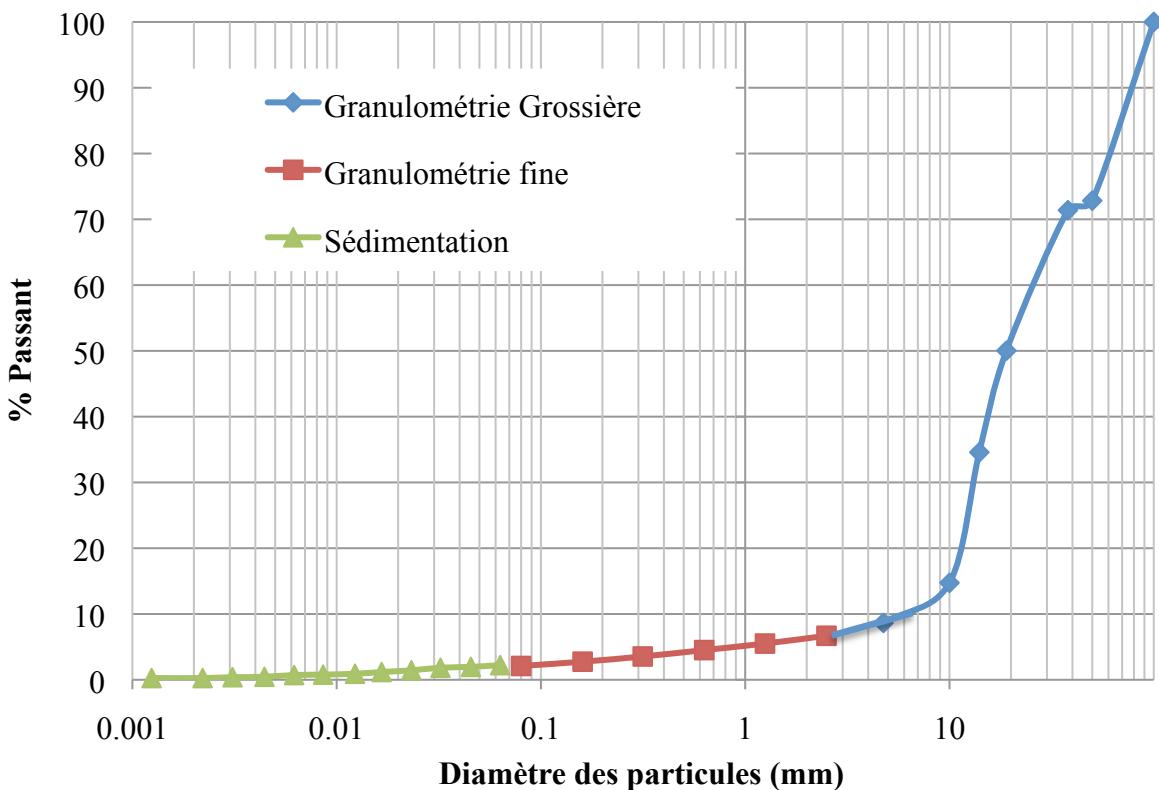


Figure 4-9 : Courbe granulométrique d'un échantillon de roches stériles.

On observe à la figure 4-9 que le  $D_{10}$  des roches stériles est de 6,5 mm le  $D_{30}$  est de 14,5 mm et le  $D_{60}$  est de 28,5 mm. Le coefficient d'uniformité  $C_U$  a une valeur de 4,38 et le coefficient de courbature  $C_c$  a une valeur de 1,13. Les stériles analysés ont une granulométrie relativement plutôt uniforme que l'on peut classer comme un gravier uniforme (GP), selon la classification unifiée UCSC (Bowles, 1984). La courbe granulométrique montre un certain étalement pour les particules d'un diamètre inférieur au  $D_{10}$ .

#### 4.2.2 Densité relative

La densité relative de particules de roches stériles a été déterminée selon la procédure décrite à la section 3.2.1. Six échantillons ont été testés et les résultats sont présentés au tableau 4-10.

Tableau 4.10 : Valeur de la densité relative  $D_r$  pour les roches stériles (voir définition à la section 3.2.1).

ESSAI DE DENSITÉ RELATIVE				
Échantillon	$D_r$ (bulk)	$D_r$ (SSD)	$D_r$ (apparent)	Absorption (%)
#1	2,70	2,71	2,72	0,28
#2	2,70	2,71	2,73	0,42
#3	2,71	2,72	2,72	0,10
#4	2,64	2,65	2,72	0,36
#5	2,69	2,70	2,73	0,48
#6	2,69	2,70	2,72	0,44

La densité relative des échantillons de stériles est entre 2,64 et 2,71, ce qui est légèrement inférieur à celle des résidus miniers à l'étude ( $D_r=2,75$ ). Les résultats sont similaires pour la majorité des six échantillons de stériles testés (pour les 3 types de  $D_r$  calculés), à l'exception de l'échantillon #4 qui montre des valeurs légèrement inférieures. Les valeurs obtenues sont conformes aux valeurs présentées dans la littérature (e.g. Hernandez, 2007).

### 4.2.3 Essais de perméabilité

La conductivité hydraulique saturée des stériles a été mesurée à l'aide d'un essai à charge variable en grande colonne, répété quatre fois, selon la procédure présentée à la section 3.2.3. Les résultats de ces essais sont présentés au tableau 4-11. Par la suite, la colonne a été drainée puis démontée par tranches d'environ 7 cm. La teneur en eau, l'indice des vides, la teneur en eau volumique ainsi que le degré de saturation de chacune de ces couches ont été mesurés et sont présentés au tableau 4-12. Les masses et volumes récoltés pour chaque tranche se retrouvent à l'Annexe 5.

Tableau 4.11 : Valeur de la conductivité hydraulique saturée des stériles mesurées en grande colonne.

Essai	Conductivité hydraulique (cm/s)
1	0,160
2	0,176
3	0,133
4	0,174
Moyenne	0,161

Tableau 4.12 : Paramètres mesurés au démontage de la colonne.

Épaisseur (cm)	w (%)	e	Sr (%)	$\theta = n * S_r$
0 - 7,2	1,2	0,52	6	2,06
7,2 - 14,3	0,9	0,53	4	1,55
14,3 - 21,5	1,1	1,07	3	1,40
21,5 - 28,5	1,2	0,43	8	2,32
28,5 - 36	1,7	0,27	17	3,62
36 - 43,5	1,5	0,57	7	2,66
43,5 - 50,5	1,6	0,63	7	2,60
50,5 - 57,5	1,7	0,41	11	3,19
57,5 - 64,5	1,8	0,32	15	3,77
64,5 - 72	1,7	0,98	5	2,33
72 - 83,5	2,8	0,44	17	5,16
Moyenne	1,6	0,6	9,1	2,8



Ces valeurs de  $k_{sat}$  sont largement supérieures aux valeurs obtenues pour les résidus miniers, qui se situent entre  $1*10^{-5}$  et  $3*10^{-5}$  cm/s (soit 4 ordres de grandeur environ). On rappelle que la consolidation accélérée en raison du drainage radial requiert usuellement une différence de plus de 2 ordres de grandeur.

Hernandez (2007) a mesuré des valeurs de conductivité hydraulique saturée allant de  $1,5*10^{-1}$  à  $6,16*10^{-5}$  cm/s et Peregoedova (2012) a obtenu des valeurs de conductivité hydraulique saturée entre  $1,1*10^{-1}$  et  $5,510^{-2}$  cm/s. Les valeurs obtenues ici sont dans ces intervalles. Il est toutefois difficile de comparer ces valeurs avec celles de stériles d'une autre provenance en raison de la nature très variable des stériles.

Les valeurs de l'indice des vides e des roches stériles obtenues lors du démontage sont variables et ne semblent montrées aucune tendance. La teneur en eau (valeur moyenne de  $w=1,6\%$ ), le degré de saturation (valeur moyenne de  $S_r=9,1\%$ ) ainsi que  $\theta$  (valeur moyenne 2,8 %) sont faibles, ce qui indique que la colonne était bien drainée lors du démontage. Deux échantillons (partie inférieure et partie supérieure) ont été conservés pour mesurer la granulométrie. Les essais de sédimentation n'ont toutefois pas été effectués. Les résultats de ces essais sont présentés à la figure 4-10. Les paramètres granulométriques des deux échantillons de stériles prélevés dans la colonne à la fin de l'essai sont résumés au tableau 4-13.

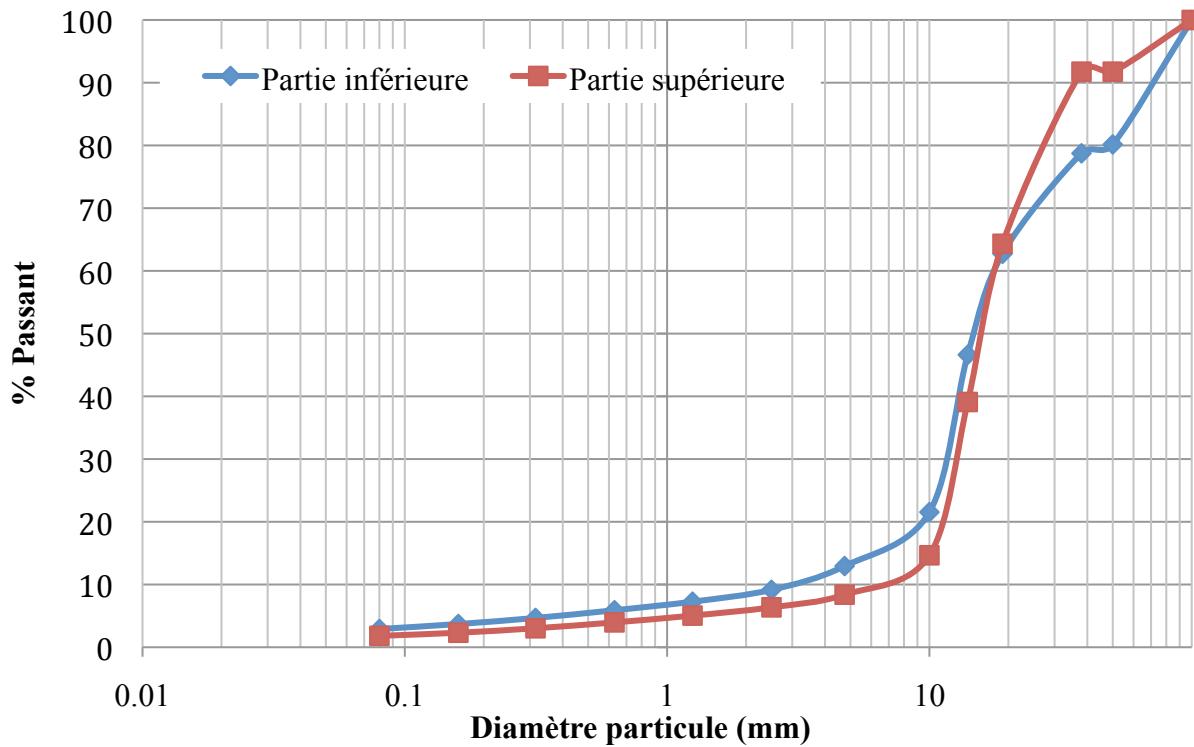


Figure 4-10 : Courbes granulométriques des échantillons prélevés dans la partie inférieure et supérieure de la colonne utilisée pour les essais de perméabilité.

Tableau 4-13 : Paramètres granulométriques des deux échantillons prélevés dans la colonne de stériles.

Échantillon	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>U</sub>	C <sub>C</sub>
Inférieure	2,5	12	18,6	7,44	3,10
Supérieure	4,8	14	18,6	3,88	2,20

Les résultats indiquent que la granulométrie des parties inférieure et supérieure de la colonne est un peu différente. La partie inférieure contient un peu plus de particules fines que la partie supérieure, ce qui semble normal puisque les particules fines peuvent avoir tendance à se déplacer vers la base de la colonne (Peregeodova, 2012). Lorsque comparées à la courbe granulométrique de la figure 4-10, il semble que les valeurs de D<sub>10</sub> et de D<sub>60</sub> soient légèrement

inférieures au démontage. La granulométrie de l'échantillon supérieure se rapproche toutefois de la granulométrie initiale.

Les valeurs de conductivité hydraulique mesurée par les essais en colonne ont été comparées avec les valeurs de conductivité hydraulique saturée prédites par les équations théoriques proposées par Peregeodova (2012) pour les stériles (Fetter, 2001; Budhu, 2010) et le modèle KCM (Mbonimpa et al., 2002) (voir sections 2.4.1.2 et 2.4.2). Le modèle KC n'a pas été utilisé puisque son utilisation est déconseillée lorsque des données de sédimentation ne sont pas disponibles (Chapuis, 2008). Les valeurs prédites de la conductivité hydraulique ont été calculées pour la granulométrie complète (figure 4-10) ainsi que pour la granulométrie de la partie inférieure et supérieure de la colonne (figure 4-11).

Tableau 4-14: Valeurs de la conductivité hydraulique mesurées et prédites.

Granulométrie	k mesurée valeur moyenne (cm/s)	$k_{sat}$ Fetter (cm/s)	$k_{sat}$ Budhu (cm/s)	$k_{sat}$ KCM (cm/s)
Complète	0,161	13,42	20,14	41,38
Supérieure	0,161	9,04	13,56	26,39
Inférieure	0,161	7,94	11,91	9,81

Les trois modèles prédictifs utilisés prédisent des valeurs de conductivité hydraulique beaucoup plus grandes que les valeurs mesurées en colonne. La valeur mesurée de la conductivité lors de nos essais pourrait être imprécise, mais il n'a pas été jugé nécessaire de refaire cet essai (à noter que la colonne utilisée fuyait et qu'il fallait la remplacer). Ces résultats permettent néanmoins de conclure que la conductivité hydraulique des stériles est largement supérieure à celle des résidus miniers. D'autres essais sur les stériles sont prévus dans le futur.

## CHAPITRE 5 - SIMULATIONS NUMÉRIQUES DE LA CONSOLIDATION DES RÉSIDUS

Le présent chapitre présente les résultats de simulations numériques effectuées avec le programme SIGMA/W 2007 (Geo-Slope, 2007) pour analyser la consolidation des résidus miniers caractérisés au laboratoire et présentés à la section 4.1.4. Le code numérique est d'abord appliqué au cas des essais de consolidation en colonne réalisés selon le protocole présenté à la section 3.1.5; les résultats numériques sont alors comparés aux résultats présentés à la section 4.1.4. Par la suite, la déposition des résidus dans un parc aux abords d'inclusions rocheuses est modélisée en se basant sur des propriétés moyennes obtenues au chapitre 4. Divers facteurs d'influence sont évalués lors de ces simulations. Une étude paramétrique plus élaborée est présentée au chapitre 6.

### 5.1 Simulations des essais de consolidation en colonne

Les essais de consolidation en colonne décrits à la section 3.1.5 ont été simulés avec le logiciel SIGMA/W 2007 (Geo-Slope, 2007). L'objectif de cette modélisation est d'évaluer la capacité du logiciel à reproduire la consolidation de résidus miniers avec le modèle de comportement Cam Clay Modifié (CCM) et le modèle Élastique plastique (EP). Six essais de consolidation en colonne ont été faits en laboratoire et deux de ces essais (essai 5 et essai 6) ont été simulés avec le logiciel SIGMA/W 2007. Les résultats étaient similaires pour la simulation des deux essais et seul l'essai 5 est présenté ci-dessous dans le but d'alléger le texte. Les résultats de l'essai 6 sont présentés à l'Annexe 6, mais ne sont pas analysés en détail.

Notons ici que le code utilisé a été validé dans plusieurs travaux complémentaires, incluant l'étude de la consolidation d'une boue de traitement (Pedroni, 2011), la consolidation et le drainage du remblai dans un chantier souterrain (El Mkadmi, 2012) et la consolidation de résidus fins (de type ML) dans un parc à résidus conceptuel (Jahouar, 2012).

### 5.1.1 Paramètres du modèle numérique

Le modèle utilisé pour reproduire les essais de consolidation en laboratoire est axisymétrique afin de représenter la colonne cylindrique. La hauteur du modèle est égale à la hauteur initiale des résidus mesurés au laboratoire. Lors des essais de consolidation, l'eau remonte en surface; le modèle utilisé est donc en condition saturée pour toute la durée de la modélisation. La géométrie du modèle consiste en trois zones distinctes. De gauche à droite, sur la figure 5.1, la première zone représente la paroi imperméable de la colonne, la deuxième est une zone servant d'interface pour représenter le contact frictionnel durant l'essai et la troisième zone représente le résidu minier qui se consolide. Dans ces simulations, le système d'unité internationale (SI) est utilisé avec le mètre (m) comme unité de distance et la seconde (s) comme unité de temps.

De façon plus spécifique, la zone correspondant aux parois est très rigide, ne permet pas à l'eau de s'écouler horizontalement et est caractérisée par un comportement linéaire élastique. La largeur de cette zone est fixée à 2,5 mm. Cette zone est incluse dans le modèle pour évaluer l'impact de la friction sur les résultats.

La zone correspondant aux résidus miniers a une largeur de 5 cm, ce qui correspond au rayon de la colonne utilisée. La loi de comportement des résidus suit le modèle CCM en contraintes effectives avec changement des pressions interstitielles lors de l'essai. Les propriétés des résidus proviennent des essais de laboratoire. La zone correspondant aux résidus contient 600 éléments rectangulaires (3,8 mm par 4,16 mm).

L'interface le long des parois verticales est constituée d'une mince bande de résidus ayant les mêmes propriétés que les résidus (incluant la valeur de  $k_{sat}$ ), mais possédant un angle de friction interne inférieur à celui des résidus. Cet angle de friction interne crée une contrainte de cisaillement entre les résidus et la paroi rigide, et permet de simuler l'effet de la friction sur les parois de la colonne lors de l'essai. Pour la majorité des modélisations la largeur de l'interface est fixée à 2,5 mm. Une mince bande d'un matériau très rigide ayant une perméabilité élevée est placée par-dessus les résidus pour simuler la plaque appliquant la surcharge lors de l'essai.

La base du modèle est fixée dans l'espace X, Y et les côtés du modèle sont fixés horizontalement (déplacement vertical seulement). La frontière entre les résidus et la zone d'interface verticale est aussi fixée horizontalement pour empêcher le déplacement des résidus dans cette zone (ce qui peut causer des problèmes de convergence).

La base de la plaque rigide du haut est fixée horizontalement pour empêcher sa rotation lors de l'essai. La partie supérieure du modèle permet le drainage et la dissipation des pressions d'eau en tout temps. Initialement, la nappe d'eau est en surface; il n'y a pas de plaque en surface, ni de contrainte de surcharge appliquées sur les résidus. Pour ces conditions initiales, le modèle de comportement des résidus est linéaire élastique pour établir l'état antérieur des contraintes dans les résidus. Par la suite, la zone correspondant à la plaque est introduite dans le modèle et la contrainte de surcharge est appliquée sur les résidus à l'aide d'une fonction en escalier. À ce moment, le modèle de comportement des résidus est changé pour le modèle CCM. La figure 5-1 illustre la géométrie du problème, les conditions aux frontières ainsi que le maillage utilisé pour la condition initiale et les conditions de chargement.

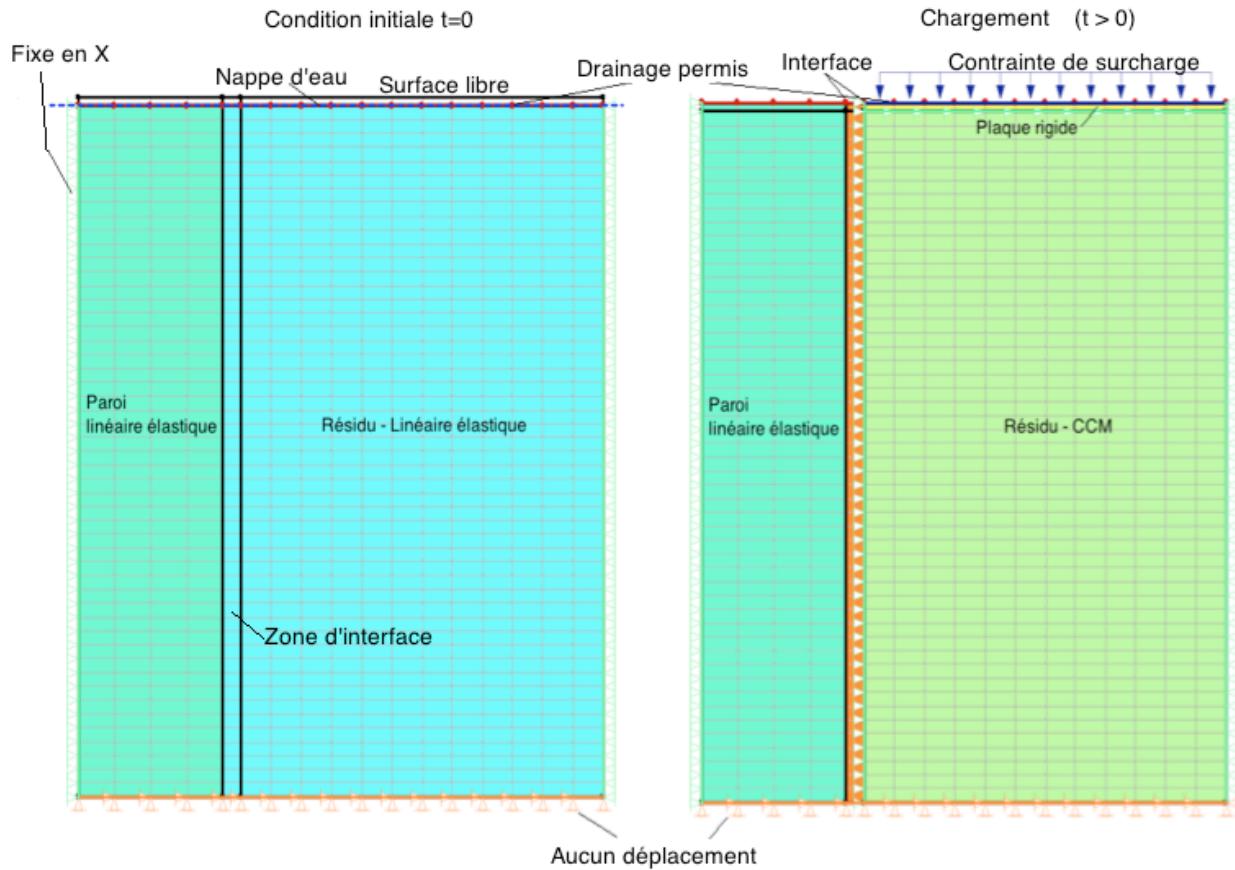


Figure 5-1 : Géométrie, conditions aux frontières et maillage pour le modèle de consolidation en colonne (axisymétrique). Modèle pour les conditions initiales (gauche) et les conditions lors du chargement (à droite).

La géométrie et les conditions aux frontières utilisées sont basées sur les conditions des essais au laboratoire. La surcharge appliquée dans le modèle permet de simuler une augmentation ponctuelle de la surcharge. La dissipation des pressions d'eau en excès causées par cette surcharge se fait avec la surcharge en place. La magnitude du chargement pour chaque étape de simulation correspond à celle utilisée au laboratoire, tel qu'illustré à la figure 5-2. Dans le modèle numérique, la durée de chaque étape de simulation avant l'augmentation de la contrainte est fixée à 5 heures (18 000 secondes).

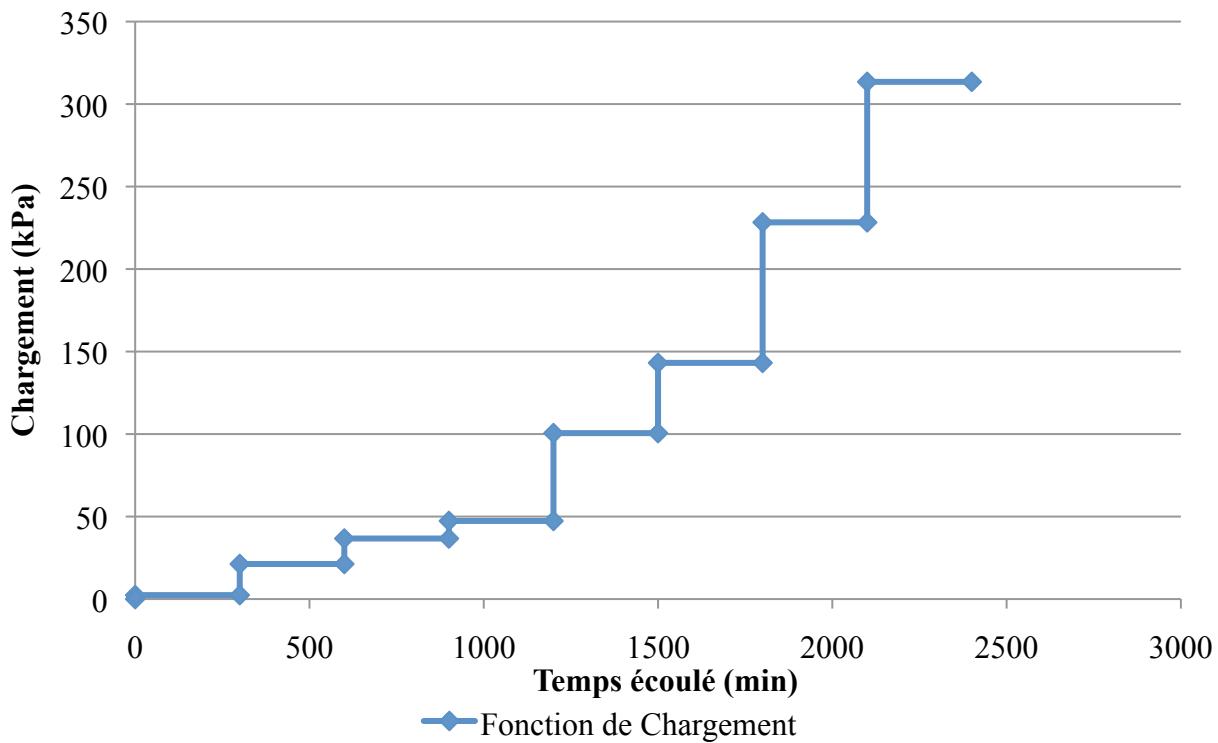


Figure 5-2: Palier de chargement utilisé pour la simulation d'un essai de consolidation en colonne (essais 5 et 6) avec le logiciel SIGMA/W 2007.

Les résidus ont été représentés par le modèle de comportement CCM dans la simulation en phase de consolidation. Puisque les résidus ont été remaniés, la valeur du OCR est égale à 1. L'indice des vides initial est celui mesuré au laboratoire (section 4.1.4). Le poids unitaire est calculé à partir de l'indice des vides pour un matériau saturé ayant une densité relative Dr de 2,75 (section 4.1.1.2). La valeur du coefficient de Poisson est de 0,334, qui est une valeur type pour un sol granulaire fin sans cohésion (Das, 2002). Ce paramètre a peu d'influence sur les résultats. La valeur de  $\phi'$  utilisée est de  $35^\circ$ , ce qui est proche de la valeur de  $\phi'$  de  $36^\circ$  mesurée par Poncelet (2012). La valeur de  $\lambda$  a été calculée à partir de la valeur moyenne de  $C_C$  déduite des essais de consolidation en laboratoire (section 4.1.4). La valeur de  $\kappa$  a été prise comme étant 5 fois inférieures à  $\lambda$ . Cette valeur n'est pas utilisée lors de l'analyse puisque le déchargement n'est pas simulé. La conductivité hydraulique saturée moyenne calculée à partir des données de consolidation a été utilisée pour chaque essai. Le matériau utilisé à l'interface a les mêmes

propriétés que les résidus miniers, mais avec un angle de friction interne  $\delta'$  de  $20^{\circ}$  au lieu de  $35^{\circ}$  ( $\delta' \approx 2/3 \phi'$ ). Pour la paroi et la plaque, les paramètres requis pour la simulation sont le module de Young  $E$ , le poids unitaire  $\gamma$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Le module de Young de la plaque et de la paroi est fixé à 60 GPa pour s'assurer que ces parties du modèle soient rigides et ne se déforment pas durant la simulation. Cette valeur se rapproche du module de Young de l'aluminium qui est de 69 GPa (Brandes et Brooks, 1998). Le coefficient de Poisson de la plaque et de la paroi est fixé à une valeur de 0,334 comme pour les résidus. Le poids unitaire de la paroi est fixé à 19 kN/m<sup>3</sup> et celui de la plaque à 0 kN/m<sup>3</sup>. Les propriétés des résidus miniers, de la paroi et de la plaque utilisées pour simuler l'essai 5 sont présentées au tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Paramètres utilisés dans SIGMA/W pour simuler le cas de base de l'essai de consolidation 5 avec le modèle de comportement CCM.

Résidus	
Modèle	CCM- paramètres en contraintes effectives avec changement de pression d'eau
OCR	1
$e_0$	0,87
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi'$ (°)	35
$\delta'$ interface (°)	20
Hauteur initiale (cm)	21,28
$C_c$	$7*10^{-2}$
$\lambda$	$3*10^{-2}$
$\kappa$	$6*10^{-3}$
$k_{sat}$ (cm/s)	$1,90*10^{-5}$
$\nu$	0,334
Paroi	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
Plaque	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	0

### 5.1.2 Analyse des tassements

Les figures 5-3a et 5-3b présentent les isocontours de tassements dans l'échantillon à la fin des paliers de chargement numéros 1 et 8, tel qu'obtenu par la simulation de l'essai de consolidation 5 avec le code SIGMA/W. Les paliers 1 et 8 ont été sélectionnés, car ils correspondent au début et à la fin de l'essai de consolidation des résidus

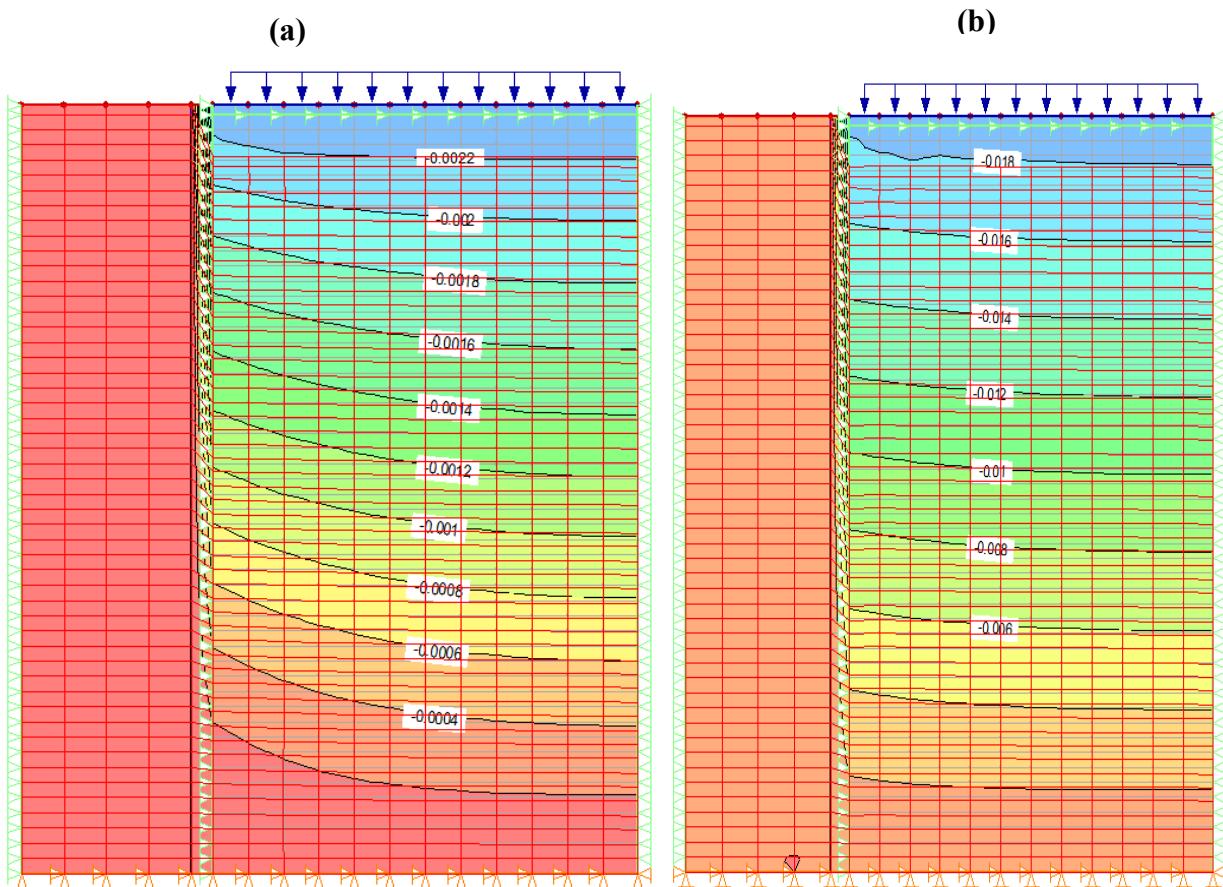


Figure 5-3 : Résultats de la simulation de l'essai de consolidation en colonne 5 avec le code numérique SIGMA/W. (a) : Isocontours du déplacement vertical à la fin du palier de chargement 1 après 5 heures. (b) : Isocontours du déplacement vertical à la fin du palier de chargement 8 après 40 heures.

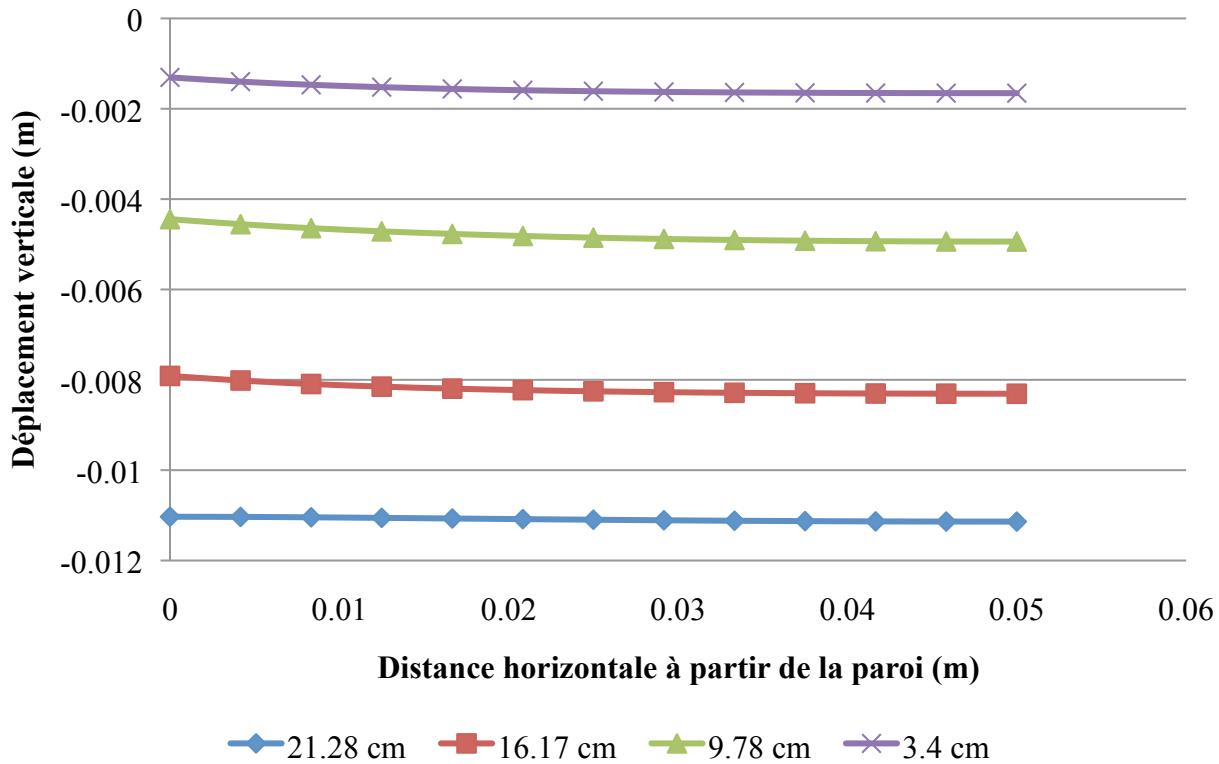


Figure 5-4 : Déplacement vertical de l'échantillon à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 5 en fonction de la distance horizontale. Les hauteurs sont mesurées à partir de la base de l'échantillon pour les différentes courbes.

Aux figures 5-3a et 5-3b, on constate que l'effet de la friction diminue les tassements (et les déformations) des éléments à proximité des parois (jusqu'à une distance d'environ 1 cm à partir des parois). Les tassements cumulatifs sont plus prononcés en surface, tel que montré à la figure 5.4. Cette figure qui présente le déplacement vertical de l'échantillon à différentes hauteurs lors du palier de chargement 3. Les distances sont mesurées à partir de la base de l'échantillon. Le palier 3 a été choisi comme condition moyenne pour cette présentation des résultats.

Comme on peut le voir, la friction cause des déplacements moindres près de la paroi. Cet effet se fait ressentir sur une distance d'environ 1 cm. L'impact de la friction est toutefois faible et son effet est limité. La friction semble avoir un impact plus prononcé dans le bas de l'échantillon,

loin de la plaque rigide. Les déplacements sont plus importants à la surface de l'échantillon et moindres à la base.

La figure 5-5 montre le tassement cumulatif en surface en fonction de la contrainte verticale appliquée pour un point situé près de la paroi ( $x=0,1$  cm) et un point situé au centre de l'échantillon ( $x=5$  cm); on montre aussi le tassement mesuré au laboratoire à la fin de chaque palier.

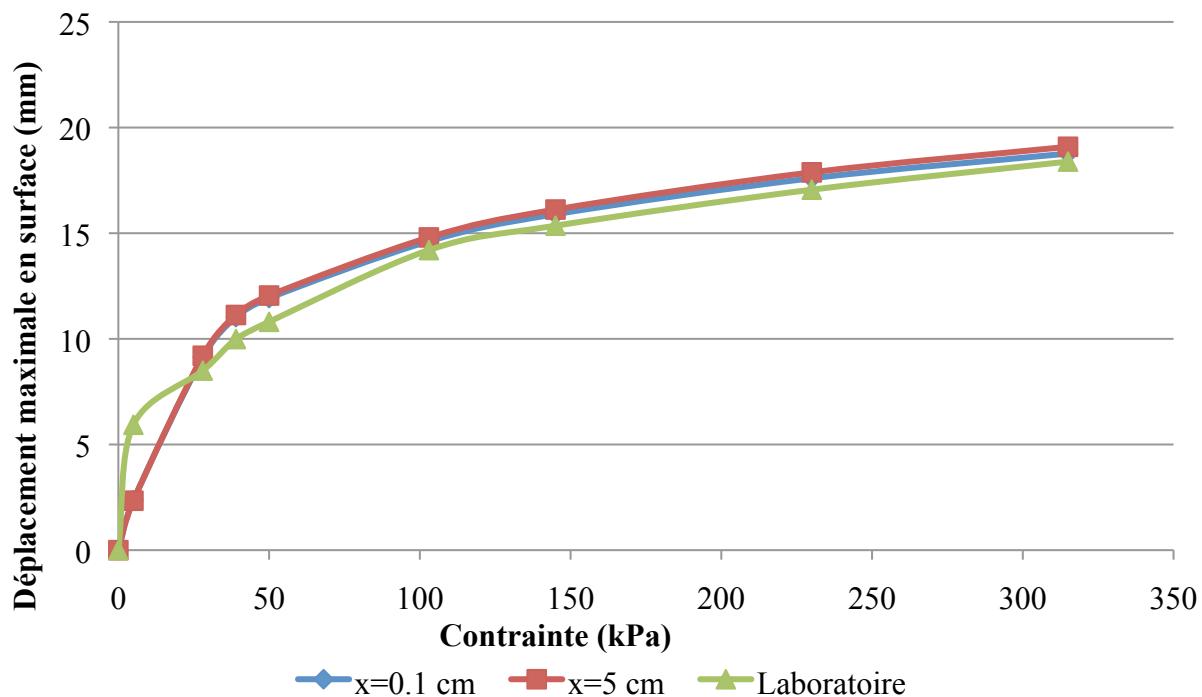


Figure 5-5 : Déplacement de la surface (mm) à la fin de chaque palier en fonction de la contrainte verticale appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats de la simulation pour deux distances horizontales différentes ( $x=0,1$  cm et  $x=5$  cm) mesurées à partir de la paroi.

Pour la majorité des paliers, le tassement mesuré est légèrement inférieur au tassement simulé. Le tassement mesuré lors du premier palier est toutefois plus élevé que celui prédict par le modèle numérique, mais la concordance se rétablit au deuxième palier. Cette divergence initiale peut être due à la manipulation lors de la déposition du piston. Globalement, les valeurs du tassement

calculées avec le modèle numérique sont généralement proches des valeurs obtenues au laboratoire (écart moyen 1-1,5 mm).

Le tassement de la surface des résidus en fonction du temps (minutes) a été tracé pour différentes distances des parois à la figure 5.6. La charge appliquée est augmentée toutes les 300 minutes selon la fonction de la figure 5.2. Les valeurs obtenues au laboratoire sont aussi incluses.

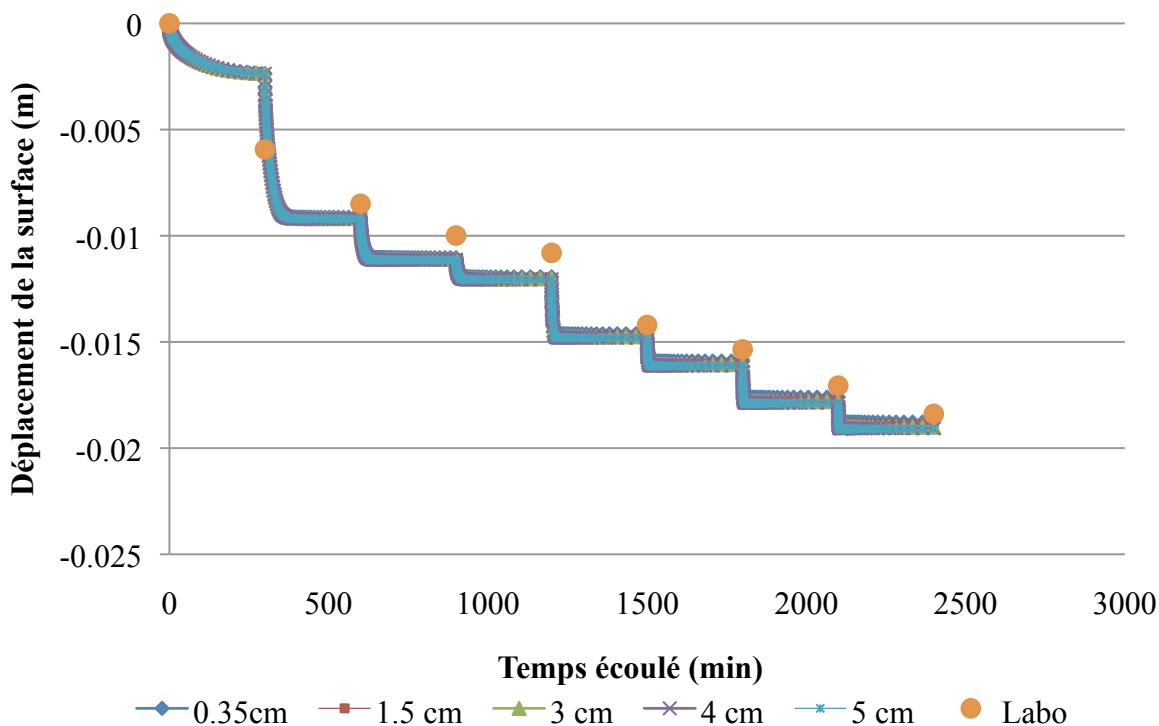


Figure 5-6 : Déplacement d'un point à la surface (m) des résidus en fonction du temps (min) lors de l'essai 5. Les différentes courbes représentent les tassements à différentes distances horizontales à partir de la paroi. Le tassement mesuré au laboratoire à la fin de chaque palier est ajouté.

Selon le modèle numérique, une grande partie du tassement en surface se produit au deuxième palier de chargement. Au laboratoire, le premier palier montre les plus grands tassements mesurés. Lors de cette simulation, la surface de l'échantillon a subi un tassement d'environ 19 mm au total, ce qui est similaire à la valeur mesurée au laboratoire. Le temps nécessaire pour

atteindre le tassement maximal diminue avec le nombre de paliers antérieurs. La différence de tassement entre le centre de l'échantillon et la zone à proximité de l'interface (en raison de la friction) est très faible. À l'exception du premier palier de chargement, les résultats modélisés et mesurés au laboratoire sont comparables tout au long de l'essai. Les valeurs simulées ont en moyenne 1 à 2 mm d'écart avec les valeurs mesurées au laboratoire (sauf au début où l'écart est d'environ 3-3,5 mm).

Les figures 5-7a et 5-7b montrent l'évolution simulée de l'indice des vides dans l'échantillon à la fin de chaque palier de chargement pour diverses élévations en fonction de la contrainte effective verticale (échelles semi-logarithmique et arithmétique). Les valeurs de l'indice des vides calculées à partir des résultats de laboratoire (à partir du changement de volume de l'échantillon) sont aussi présentées à titre comparatif.

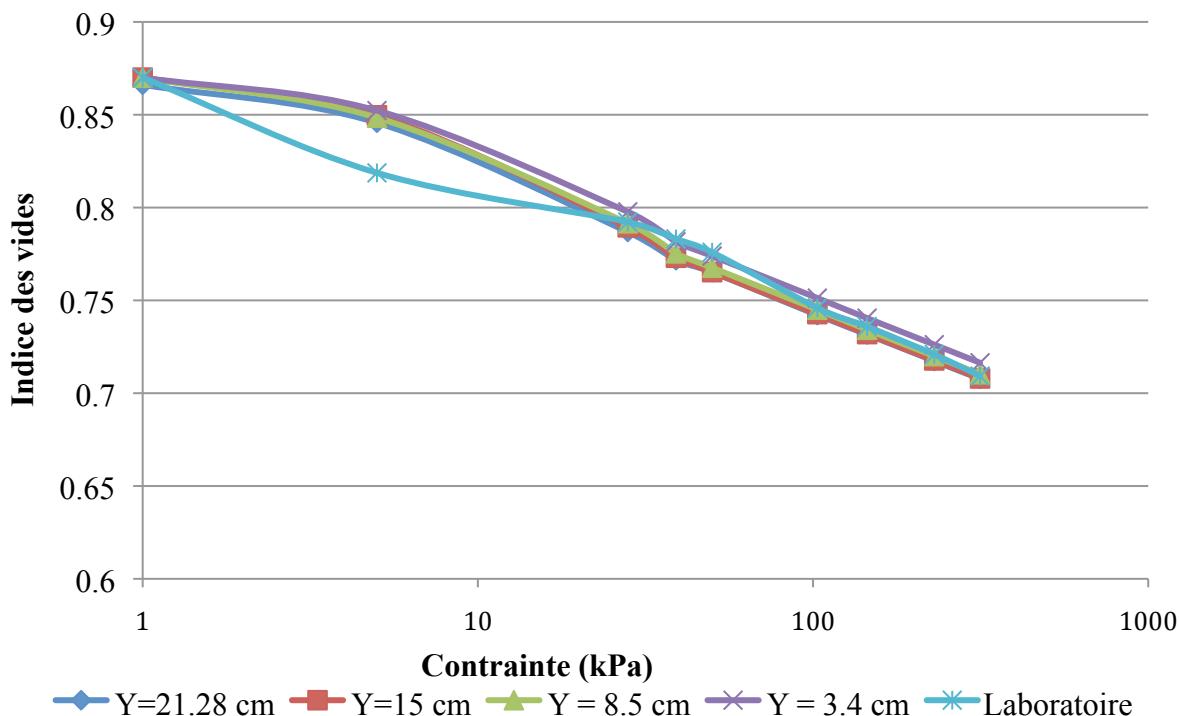


Figure 5-7a: Indice des vides simulé et expérimental à la fin de chaque palier de chargement pour l'essai de consolidation en colonne 5 (échelle semi-log). Les courbes représentent différentes positions dans la colonne (mesurées à partir de la base). Les résultats expérimentaux sont calculés à partir du changement de volume de l'échantillon lors de l'essai.

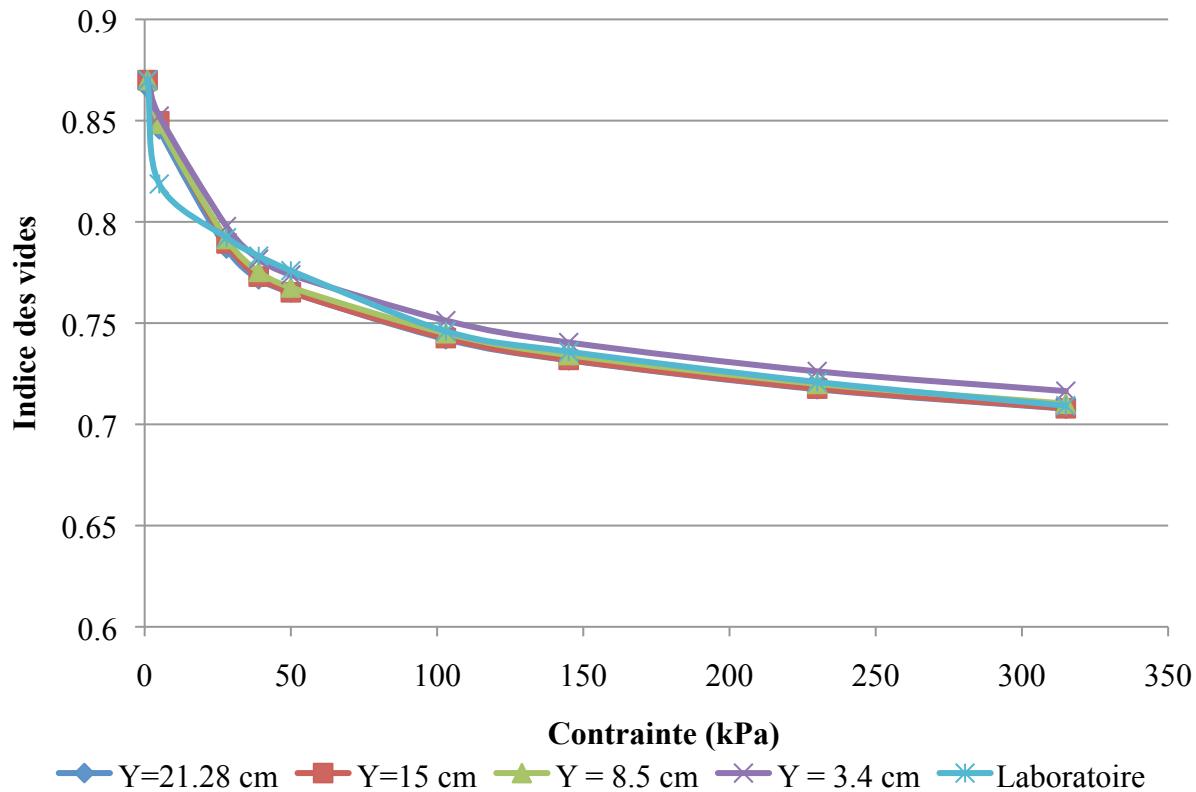


Figure 5-7b: Indice des vides simulé et expérimental à la fin de chaque palier de chargement pour l'essai de consolidation en colonne 5 (échelle arithmétique). Les courbes représentent différentes positions dans la colonne (mesurées à partir de la base). Les résultats expérimentaux de laboratoire sont calculés à partir du changement de volume de l'échantillon lors de l'essai.

Les résultats montrés aux figures 5-7a et 5-7b indiquent que les valeurs de l'indice des vides à la base et au milieu de l'échantillon sont très similaires. On constate aussi que les valeurs expérimentales de laboratoire sont proches des valeurs simulées. La différence observée aux figures 5-7a et 5-7b entre les résultats de modélisation et de laboratoire peut être reliée avec celle observée pour les tassements du premier palier (observée aux figures 5-5 et 5-6).

### 5.1.3 Dissipation des pressions d'eau

Les simulations numériques ont aussi permis d'analyser la dissipation des pressions d'eau causées par la surcharge lors des essais de consolidation en colonne. La figure 5-8 montre la pression d'eau en fonction de l'élévation dans la colonne pour différents temps, telle qu'obtenue par le modèle numérique pour le palier de chargement 3 de l'essai 5.

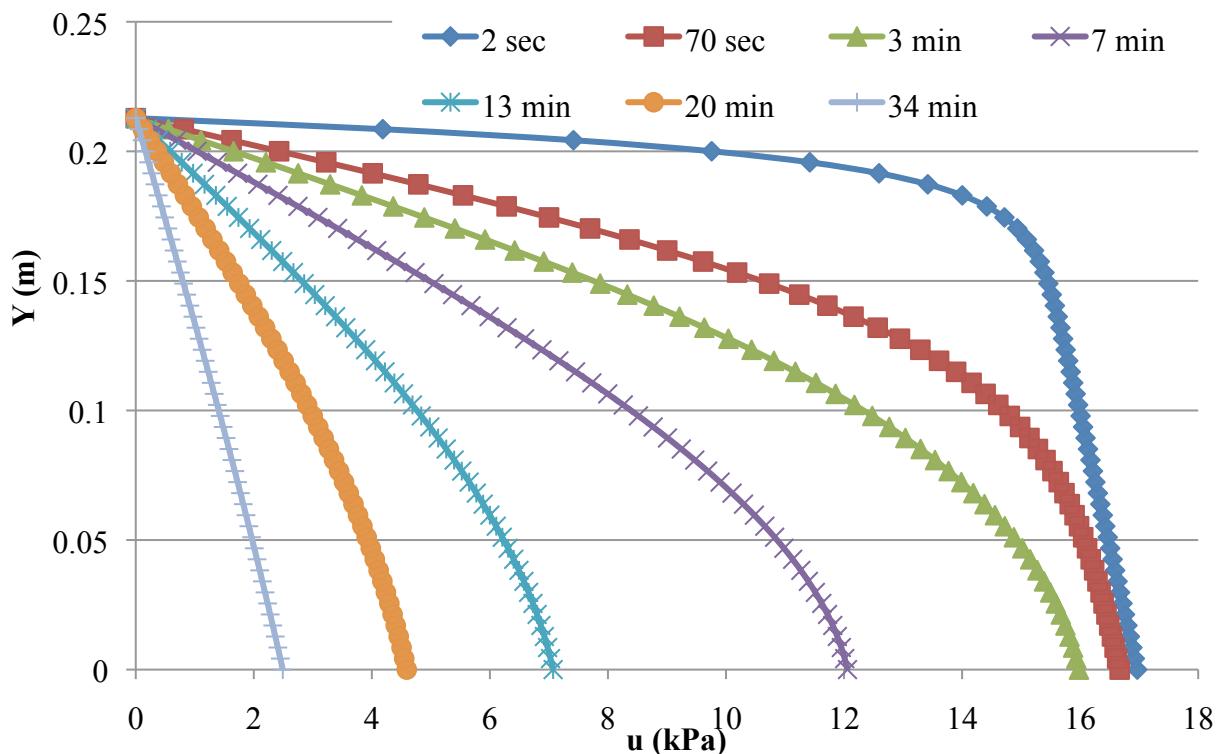


Figure 5-8 : Courbes isochrones des pressions (kPa) d'eau simulées en fonction de l'élévation (m) et du temps pour le palier de chargement 3 de l'essai 5; l'élévation est mesurée à partir de la base de l'échantillon.

Les courbes isochrones de la figure 5-8 ont une forme conforme à la théorie de consolidation (équation 2-16). On constate une dissipation des pressions d'eau en fonction du temps qui débute à partir du sommet de la colonne (simple drainage), jusqu'à l'obtention d'une pression hydrostatique variant en fonction de l'élévation et de la hauteur des résidus (à 34 minutes).

La simulation numérique permet aussi d'évaluer la dissipation des pressions d'eau en fonction du temps pour chaque palier de chargement. Cela permet de prédire le temps nécessaire pour atteindre une pression hydrostatique après l'application d'une surcharge. La figure 5-9 montre les valeurs obtenues pour des points situés à la base ( $Y=0$  cm), au milieu ( $Y=14,5$  cm) et au sommet de l'échantillon ( $Y=21,28$  cm) pour le 3<sup>e</sup> palier de chargement. Ces valeurs sont comparées aux pressions mesurées par un capteur de pression lors des essais de laboratoire (mesure de pression à la base de l'échantillon).

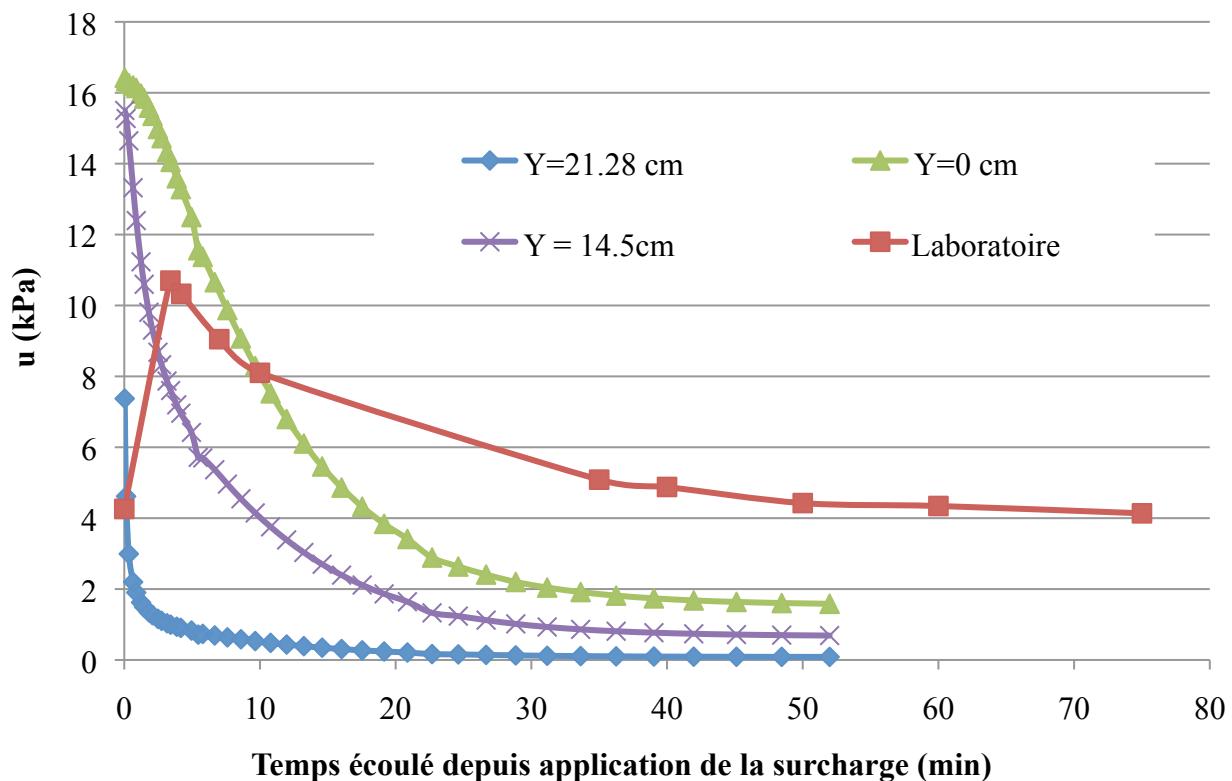


Figure 5-9 : Simulation des pressions d'eau (kPa) en fonction du temps (min) à diverses élévations pour le troisième palier de chargement de l'essai 5; les élévations sont mesurées à partir de la base de l'échantillon; les données de laboratoire sont mesurées à la base de la colonne.

La simulation indique que le retour à la pression hydrostatique au sommet de l'échantillon se fait très rapidement. Les pressions d'eau à la base prennent plus de temps à se dissiper compte tenu d'un chemin de drainage plus long. En laboratoire, les pressions d'eau ont été mesurées avec un capteur de pression. L'objectif principal de cette mesure était de déterminer la fin de la consolidation primaire lors de chaque palier. Les données étaient mesurées à des intervalles d'environ 5 à 10 minutes et il y avait un délai entre la dissipation des pressions interstitielles dans l'échantillon et leur mesure par le capteur. En raison de ce délai, la pression maximale au début du palier n'est pas mesurée par le capteur. On constate aussi que la pression mesurée à la fin du palier n'est pas égale à la pression hydrostatique après 75 minutes. Cette différence peut signifier que la dissipation des pressions d'eau en excès dans la colonne n'était pas finie, et que plus de temps était nécessaire pour atteindre la pression hydrostatique (rappel : essai standard de consolidation requiert un palier de 24 heures pour s'assurer du retour à la pression hydrostatique). Cette hypothèse va toutefois à l'encontre des résultats obtenus lors de la simulation, qui montre que cela prend environ 30 minutes pour atteindre une pression hydrostatique. Une deuxième hypothèse est que la pression hydrostatique est atteinte, puisque la courbe mesurée semble devenir horizontale après environ 40 minutes (temps approximativement nécessaire pour atteindre la pression hydrostatique dans les simulations), mais que les valeurs lues sont déphasées à cause d'une imprécision dans la courbe de calibration du capteur (ou d'un changement de voltage lors de l'essai).

Le tableau 5-2 compare le temps nécessaire (selon le modèle numérique) pour obtenir 50 % et 90 % de la dissipation des pressions d'eau en excès pour le cas de base (CCM, interface  $\phi' = 20^\circ$ ).

Ces temps sont comparés avec ceux calculés selon la technique de Taylor et celle de Cassagrande à partir des données de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Tableau 5.2 : Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès; comparaison entre les valeurs simulées (modèles) avec loi de comportement CCM (avec  $\phi' = 20^\circ$  à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Palier	Pression d'eau en excès initiale (kPa)	$t_{50}$ Cassagrande (min)	$t_{50}$ modèle (min)	$t_{90}$ Taylor (min)	$t_{90}$ modèle (min)
1	2,35	135	60	371	210
2	18,6	13	27	40	55
3	14,88	7	9	30	23
4	10,27	6	6	25	18
5	50,91	2	4	9	9
6	40,51	1	2	6	6
7	80,78	1,5	1,5	3	4
8	80,45	0,5	1	1,5	2

Le tableau 5-2 montre que le temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès diminue au fur et à mesure que les charges appliquées deviennent plus élevées. Les temps de dissipation obtenus ( $t_{50}$  et  $t_{90}$ ) à partir des résultats de laboratoire sont usuellement comparables à ceux obtenus par la simulation numérique, surtout vers la fin de l'essai. Les écarts les plus prononcés entre les résultats de laboratoire et de modélisation se retrouvent au premier palier.

### 5.1.4 Effets de l'angle de friction de l'interface

La simulation du cas de base a été répétée avec un angle de friction de la zone d'interface de  $30^{\circ}$  (au lieu de  $20^{\circ}$ ). Cette valeur se rapproche de l'angle de friction interne des résidus ( $35^{\circ}$ ). L'objectif de cette simulation est d'évaluer l'influence de l'angle de friction aux parois. Les résultats de cette modélisation sont présentés à la figure 5-10 et au tableau 5-3.

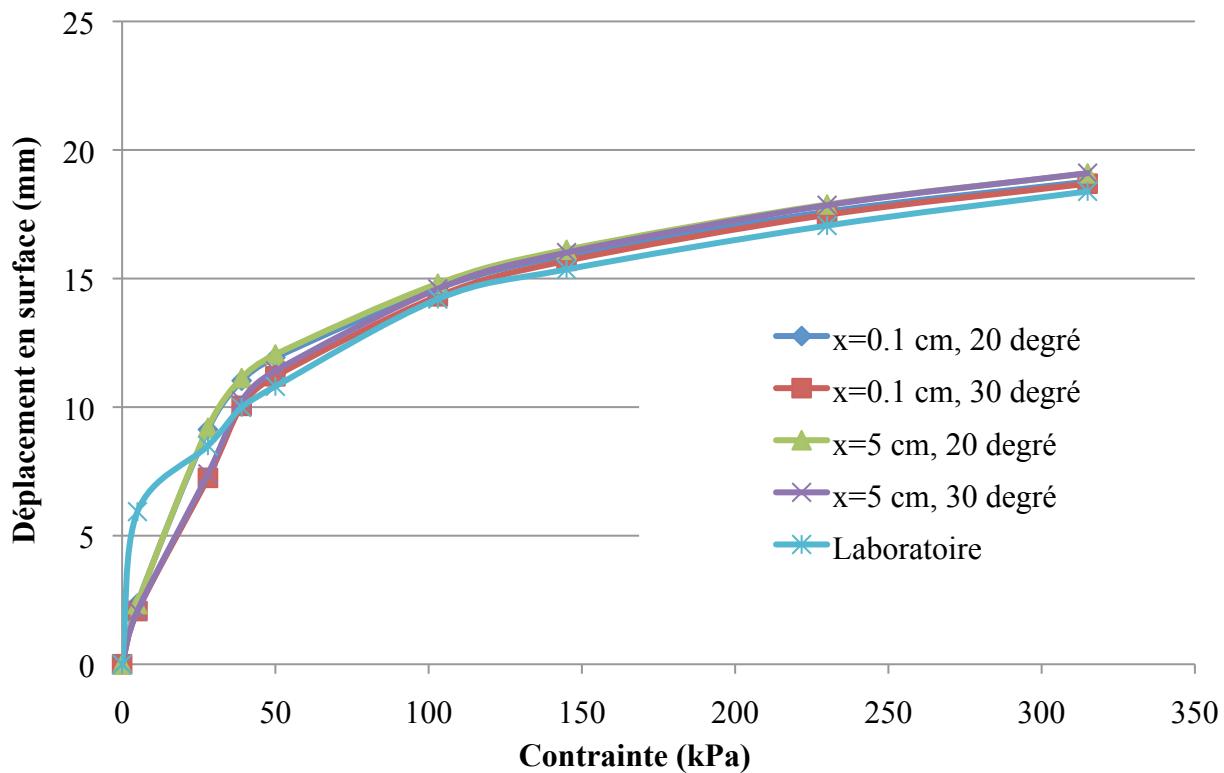


Figure 5-10 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la contrainte appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction à l'interface ( $\phi'=20^{\circ}$  et  $\phi'=30^{\circ}$ ), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1 \text{ cm}$  et  $x=5 \text{ cm}$ ).

Tableau 5.3 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la contrainte de surcharge appliquée pour les paliers de l'essai de consolidation 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction de l'interface ( $\phi'=20^\circ$  et  $\phi'=30^\circ$ ), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1$  cm et  $x=5$  cm).

Palier	Contrainte appliquée (kPa)	Temps (min)	Près de la paroi ( $x=0,1$ cm)		Au centre ( $x=5$ cm)		Mesuré lab
			$20^\circ$	$30^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	
0	0	0	0	0	0	0	0
1	5	300	2,36	2,07	2,34	2,07	5,935
2	28	600	9,13	7,25	9,2	7,4	8,498
3	39	900	11,03	10,05	11,13	10,24	9,99
4	50	1200	11,93	11,2	12,05	11,41	10,807
5	103	1500	14,62	14,31	14,8	14,6	14,202
6	145	1800	15,9	15,69	16,12	16,01	15,355
7	230	2100	17,6	17,48	17,88	17,85	17,06
8	315	2400	18,77	18,69	19,09	19,1	18,389

Les résultats indiquent qu'une augmentation de l'angle de friction de la zone d'interface tend à diminuer les tassements dans les résidus. Les tassements à la paroi et au centre de l'échantillon sont plus faibles avec un angle de friction de  $30^\circ$  (au lieu de  $20^\circ$ ). La différence de tassements en raison de l'augmentation de l'angle de friction à l'interface est toutefois plus prononcée près de la paroi. Ce paramètre semble avoir plus d'impact lors des premiers paliers de chargement. Les résultats mesurés au laboratoire se rapprochent des résultats simulés, surtout proches de la paroi avec un angle de friction à l'interface de  $30^\circ$ . Les valeurs simulées ont en moyenne 1 à 2 mm d'écart avec les valeurs mesurées au laboratoire, sauf au début (où l'écart est d'environ 3-3,5 mm).

La figure 5-11 montre les déplacements cumulés dans les résidus en fonction de la distance horizontale à partir de la paroi pour des points situés à différentes élévations à la fin du chargement 3 pour deux valeurs différentes d'angle de friction à l'interface ( $\phi'=20^\circ$  et  $\phi'=30^\circ$ ). Cette figure permet de visualiser l'effet de l'angle de friction à l'interface sur les déplacements pour diverses élévations. On constate que l'effet de l'angle de friction est plus prononcé proche de la surface et devient négligeable à la base des résidus dans la colonne.

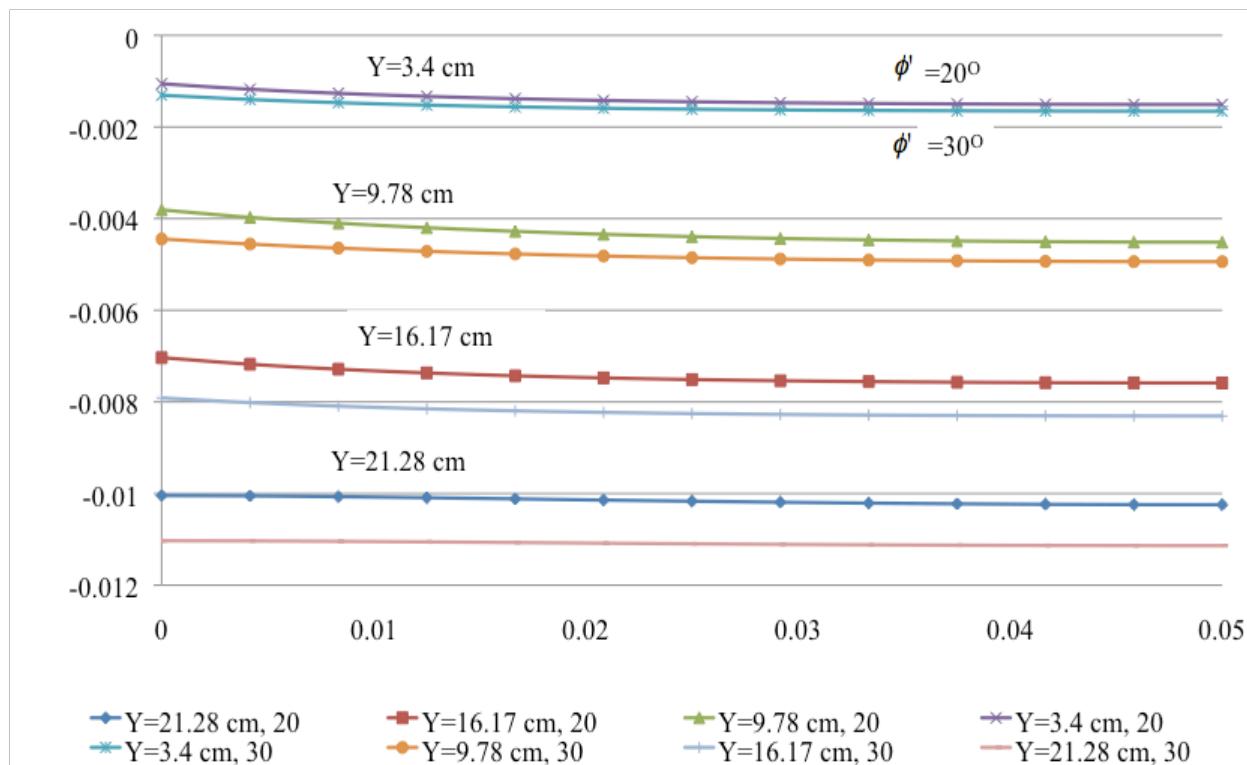


Figure 5-11 : Déplacement cumulé de la surface à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 5. Les différentes courbes comparent les résultats simulés pour deux valeurs de l'angle de friction à l'interface ( $\phi'=20^\circ$  et  $\phi'=30^\circ$ ), à différentes distances verticales à partir de la base de la colonne.

Le tableau 5.4 compare le temps nécessaire, selon le modèle numérique, pour obtenir 50 % et 90 % de la dissipation des pressions d'eau en excès (CCM, interface  $\phi'=30^\circ$ ). Ces temps sont comparés avec ceux calculés selon la technique de Taylor et puis celle de Cassagrande à partir des données de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Tableau 5.4: Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès. Comparaison entre les valeurs simulées avec le modèle de comportement CCM (avec  $\phi'=30^\circ$  à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Palier	Pression d'eau en excès (kPa)	$t_{50}$ Cassagrande (min)	$t_{50}$ modèle (min)	$t_{90}$ Taylor (min)	$t_{90}$ modèle (min)
1	2,43	135	40	371	190
2	17,75	13	11	40	64
3	15,17	7	14	30	33
4	10,41	6	7	25	21
5	51,67	2	4	9	9
6	41,05	1	2,5	6	6
7	81,62	1,5	1,5	3	3,5
8	81,56	0,5	1	1,5	2,5

Le tableau 5.4 montre que le temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès diminue au fur et à mesure que les charges appliquées deviennent plus élevées. Les temps de dissipation obtenus ( $t_{50}$  et  $t_{90}$ ) à partir des résultats de laboratoire sont usuellement comparables à ceux obtenus par la simulation numérique, surtout vers la fin de l'essai. Les écarts les plus prononcés entre les résultats de laboratoire et de modélisation se retrouvent aux premiers paliers. Changer l'angle de friction de la zone interface semble avoir un impact mineur sur le temps de dissipation des pressions d'eau à la base du modèle (comparer au tableau 5.2).

### 5.1.5 Effets des conditions frontières imposées au sommet

Une simulation du cas de base a été réalisée sans plaque rigide au sommet, de manière à appliquer la contrainte de chargement directement sur les résidus. Cela permet d'évaluer l'impact de cette plaque sur les résultats. Les isocontours des déplacements au début de l'essai (palier 1) et vers la fin (palier 7) sont présentés aux figures 5-12a et 5-12b.

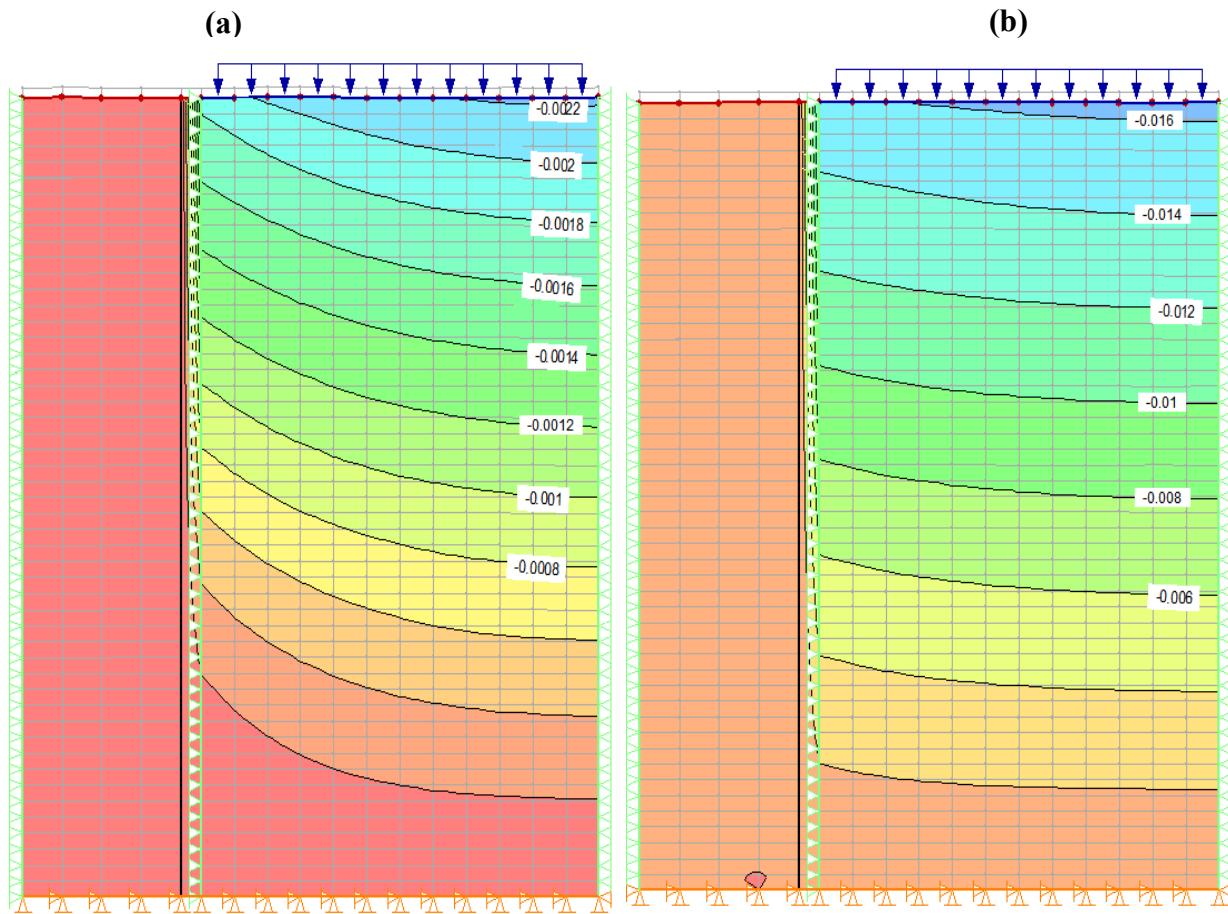


Figure 5-12 : Déplacements verticaux lorsque la contrainte de surcharge est directement appliquée aux résidus (sans plaque rigide) lors de la simulation de l'essai 5. (a) : Isocontours à la fin du palier 1 (b) : Isocontours à la fin du palier 7.

On observe que lorsqu'il n'y a pas de plaque au sommet et que la contrainte est appliquée directement sur les résidus dans la simulation, les tassements en surface sont moins uniformes. La plaque rigide a pour effet d'uniformiser le déplacement à la surface des résidus.

La figure 5-13 et le tableau 5.5 montre le déplacement de la surface des résidus en fonction de la contrainte appliquée pour différentes distances à partir de la paroi ( $x=0,1$  cm et  $x=5$  cm) pour deux manières différentes d'appliquer la contrainte aux résidus (directement et avec la plaque rigide). Les valeurs mesurées au laboratoire sont ajoutées à titre comparatif.

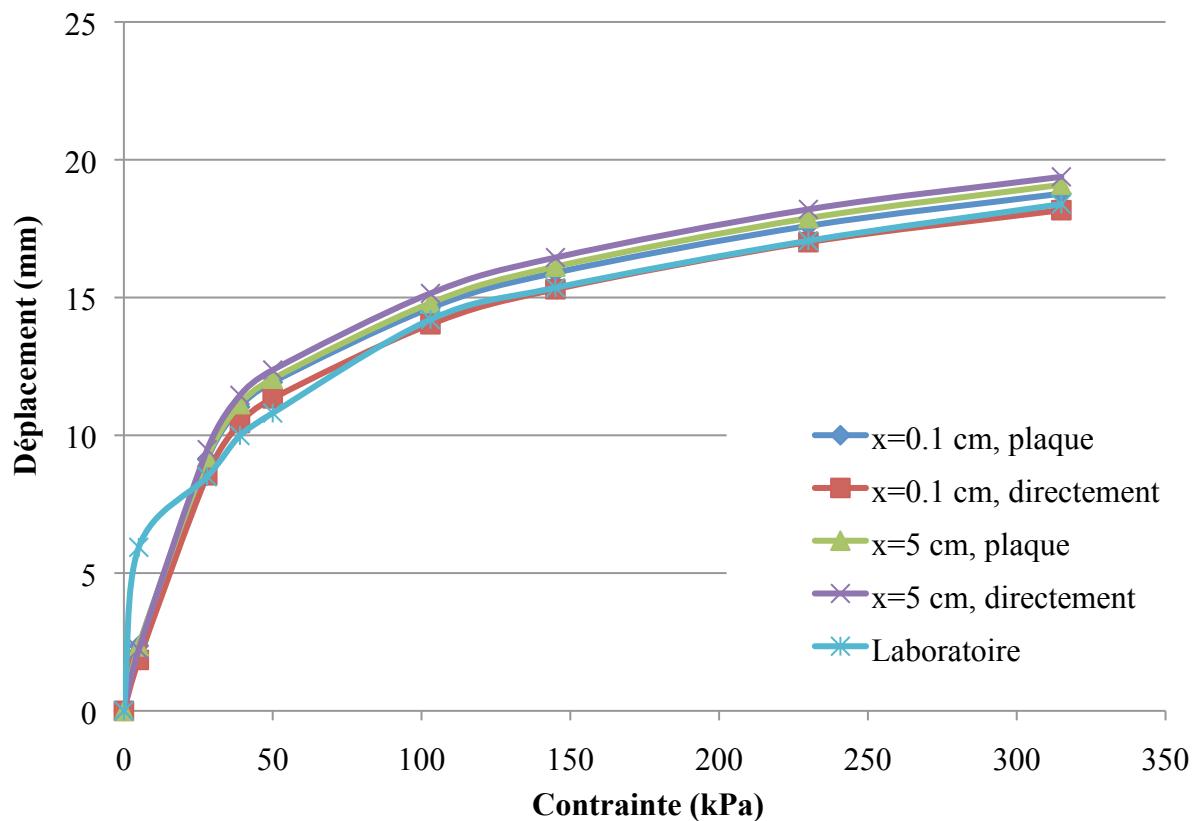


Figure 5-13 : Déplacement de la surface (mm) en fonction de la surcharge appliquée (kPa) pour l'essai 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés pour deux techniques d'application de la contrainte sur les résidus (avec la plaque rigide et directement), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1$  cm et  $x=5$  cm).

Tableau 5.5 : Déplacement de la surface des résidus (mm) en fonction de la contrainte de surcharge appliquée (kPa) pour les paliers de l'essai de consolidation 5. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats simulés selon deux manières d'appliquer la contrainte (avec la plaque rigide au sommet et directement), à deux distances différentes à partir de la paroi ( $x=0,1$  cm et  $x=5$  cm).

Palier	Contrainte appliquée (kPa)	Temps (min)	Près de la paroi ( $x=0,1$ cm)		Au centre ( $x=5$ cm)		Mesuré
			Plaque	Directement	Plaque	Directement	
0	0	0	0	0	0	0	0
1	5	300	2,36	1,85	2,34	2,23	5,935
2	28	600	9,13	8,55	9,2	9,48	8,498
3	39	900	11,03	10,45	11,13	11,45	9,99
4	50	1200	11,93	11,34	12,05	12,37	10,807
5	103	1500	14,62	14,03	14,8	15,15	14,202
6	145	1800	15,9	15,3	16,12	16,45	15,355
7	230	2100	17,6	17,01	17,88	18,2	17,06
8	315	2400	18,77	18,17	19,09	19,38	18,389

Lorsqu'il n'y a pas de plaque rigide au sommet (application directe de la contrainte), on constate qu'il y a une différence plus prononcée entre les tassements près de la paroi et au centre. L'effet de la plaque en surface sur les déplacements est moins prononcé au centre de l'échantillon que près de la paroi. Globalement, la plaque rigide augmente légèrement les tassements près de la paroi et les diminue légèrement au centre de l'échantillon. Les résultats de laboratoire se rapprochent des résultats modélisés sauf pour le palier 1. Près de la paroi, les résultats simulés sans plaque s'approchent des résultats de laboratoire. Au centre de l'échantillon, les résultats simulés avec la plaque s'approchent des résultats de laboratoire. Les valeurs simulées ont en moyenne 1 à 2 mm d'écart avec les valeurs mesurées au laboratoire, sauf au début où l'écart est d'environ 3-3,5 mm. La plaque rend les déplacements des résidus plus uniformes, mais elle influence peu la valeur des tassements des résidus.

### 5.1.6 Effet du modèle de comportement

L'influence de la loi de comportement utilisée pour représenter les résidus sur les résultats simulés des essais a été analysée. Les résultats obtenus pour les résidus avec le modèle CCM (Cam-Clay Modifié) sont comparés à ceux obtenus avec le modèle de comportement élastique parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb. Les valeurs des paramètres utilisés dans le modèle EP sont présentées au tableau 5.6. Les principales différences entre ces deux modèles sont présentées au chapitre 2 (sections 2.5.2.2 et 2.5.2.3). La conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$ , le poids unitaire  $\gamma$  et l'angle de friction interne  $\phi'$  des résidus et de l'interface, sont des paramètres communs aux deux modèles et ont été gardés constants. La cohésion  $c'$  et l'angle de dilatance  $\psi$  des résidus sont des paramètres particuliers au modèle Élastique Plastique (EP) et ont été fixé à 0 (résidus pulvérulents sans variation de volume plastique). Une autre différence majeure entre ces deux modèles est la manière dont le module de Young (E) est géré. Le modèle Cam-Clay Modifié calcule le module de Young à partir de l'indice des vides, de l'OCR et des coefficients de compression  $C_C$  et recompression  $C_r$  (ou  $\lambda$  et  $\kappa$ ). Dans le modèle Élastique Plastique, il faut spécifier une valeur unique du module de Young. Toutefois, lors d'un essai de consolidation, on peut anticiper que le module de Young n'est pas constant et qu'il varie en fonction de la contrainte effective appliquée, tel que montré par les variations des paramètres  $a_v$  et  $m_v$ . Cette caractéristique est reproduite par le modèle CCM. L'utilisation d'un module de Young constant ne permet pas de bien reproduire les résultats de ce type d'essai. Pour cette raison, une fonction faisant varier le module de Young avec la contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  appliquée sur l'échantillon a été introduite lors de l'utilisation du modèle de comportement EP. Cette fonction est basée sur l'évolution du module de Young moyen pour chaque palier déduit des essais de consolidation au laboratoire. Le module de Young est obtenu à partir des résultats mesurés pour chaque palier en utilisant la relation entre le module de Young E, le ratio de Poisson  $\nu$  et le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  (présentée à l'équation 2-93). Selon les résultats expérimentaux, le module de Young varie selon la fonction montrée à la figure 5-14 pour atteindre une valeur maximale d'environ 6500 kPa pour une contrainte effective de 350 kPa.

Tableau 5.6 : Paramètres utilisés pour simuler le cas de base de l'essai 5 avec le modèle de comportement EP (Mohr-Coulomb) et le code SIGMA/W.

<b>Résidus</b>	
Modèle	EP (Mohr-Coulomb)- paramètres en contraintes effectives avec changement de pression d'eau
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi'$ (°)	35
$\delta'$ interface (°)	20
Hauteur initiale (cm)	21,05
E (kPa)	Voir figure 5-14
$k_{sat}$ (cm/s)	$1,70 \times 10^{-5}$
$c'$ (kPa)	0
$\psi'$ (°)	0
$\nu$	0,334
<b>Paroi</b>	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
<b>Plaque</b>	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	0

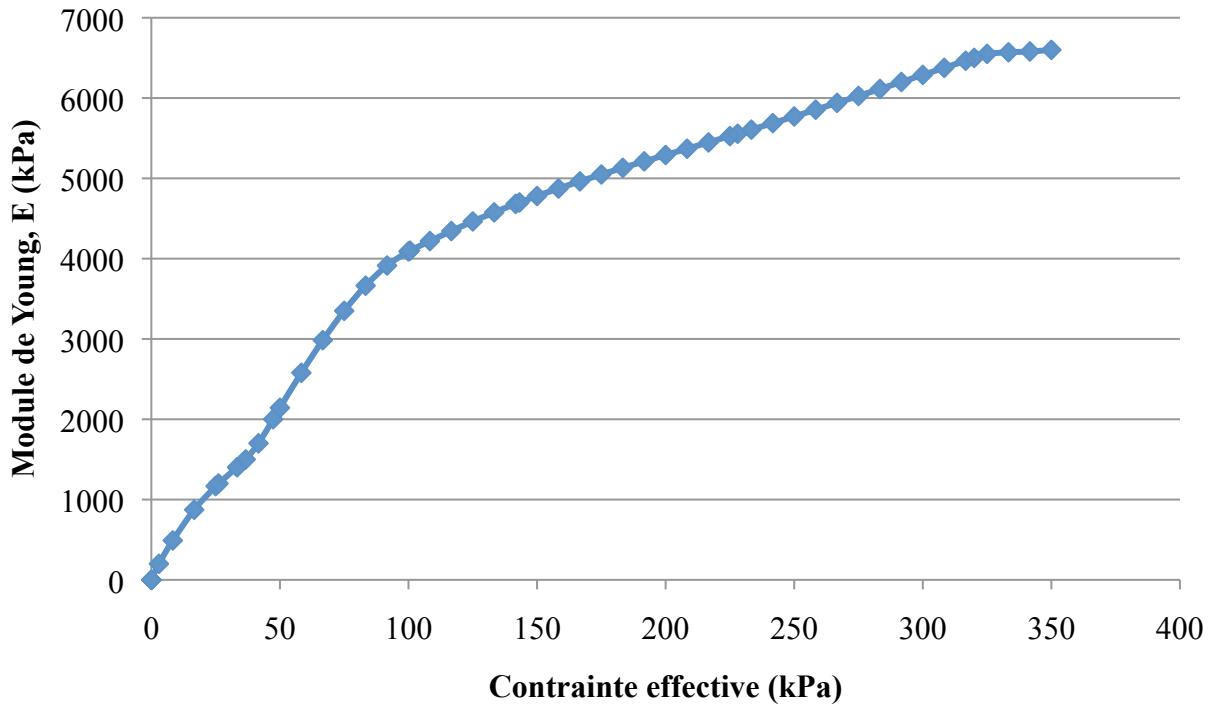


Figure 5-14 : Évolution du module de Young E (kPa) des résidus en fonction de la contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  (kPa) appliquée; ces valeurs sont utilisées avec le modèle Élastique Plastique.

Lors de la modélisation avec le modèle de comportement EP (Mohr-Coulomb), la largeur de la zone d'interface le long de la paroi a été augmentée de 0,25 cm à 0,5 cm pour aider la convergence du calcul lorsque le module de Young est faible.

Des isocontours typiques des résultats simulés avec le modèle EP sont présentés aux figures 5.17a, b, c. Ces isocontours illustrent les tassements cumulatifs en Y et la déformation. En comparant les figures 5-3 et 5-17, on constate que les comportements obtenus avec le modèle EP sont similaires à ceux obtenus avec le modèle CCM.

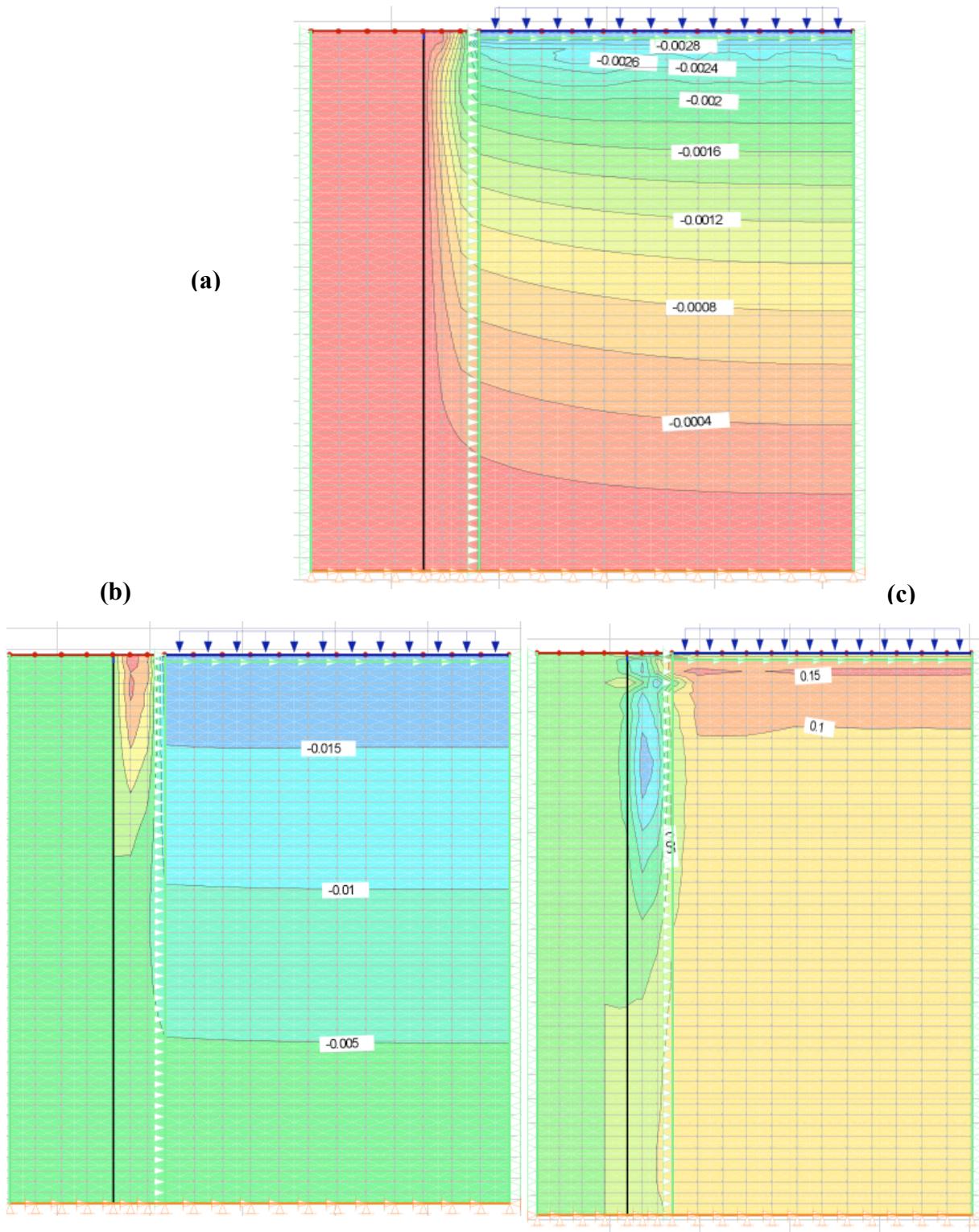


Figure 5-15 : Isocontours obtenus lors de la simulation de l'essai 5 avec le modèle de comportement EP (MC). (a) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 1 (5 heures). (b) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 8 (40 heures). (c) : Déformation verticale lors de l'application du palier 8 (à la fin du palier).

Les figures 5-15a, b, c, montrent un effet de la friction le long de la paroi. L'effet de la friction est plus important au sommet de l'échantillon qu'à la base. On constate aussi à la figure 5.17c une concentration de déformations à la surface des résidus sur environ 2 cm et le long de l'interface déformable. Les isocontours de cisailement sont présentés à l'Annexe 7.

Le déplacement cumulatif simulé en surface en fonction du temps avec le modèle Élastique Plastique (Mohr Coulomb) est illustré à la figure 5-16 ; il est comparé aux résultats du modèle CCM et aux mesures de laboratoire.

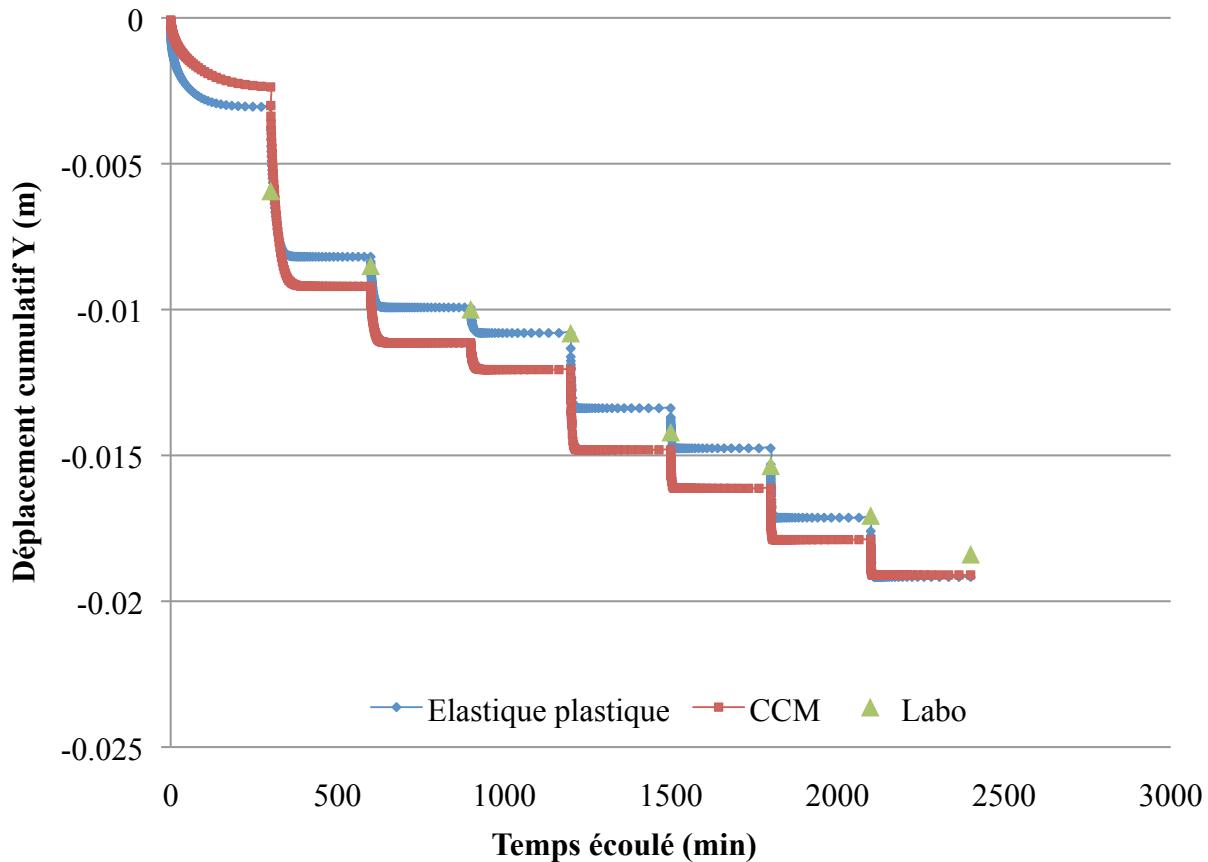


Figure 5-16 : Déplacement cumulatif (m) d'un point situé à la surface des résidus au centre de l'échantillon en fonction du temps (min) pour les modèles EP (Mohr-Coulomb) et CCM, et les valeurs mesurées au laboratoire lors de l'essai 5 de consolidation en colonne.

À la figure 5-16, on constate que le modèle EP simule des tassements qui suivent les mêmes tendances que ceux obtenus avec le modèle CCM. Les valeurs simulées ont en moyenne 0,5 à 1 mm d'écart avec les valeurs mesurées au laboratoire, sauf au début où l'écart est d'environ 2,5 à 3 mm. Ceci indique que le modèle Élastique Plastique peut permettre de bien reproduire un essai de consolidation en colonne lorsqu'une fonction est utilisée pour représenter l'évolution du module de Young avec l'état des contraintes  $\sigma'$  (ou des déformations  $\varepsilon$ ).

Le tableau 5.7 compare les temps nécessaires, pour obtenir 50 % et 90 % de la dissipation des pressions d'eau en excès selon le modèle numérique (EP, interface  $\phi'=20^{\circ}$ ). Ces temps sont comparés avec ceux calculés selon la technique de Taylor et de Cassagrande à partir des données de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Tableau 5.7 : Temps nécessaire pour une dissipation de 50 et 90 % des pressions d'eau en excès. Comparaison entre les valeurs simulées avec le modèle de comportement EP (avec  $\phi'=20^\circ$  à l'interface) et les résultats de laboratoire (sections 2.1.3 et 4.1.4).

Palier	Pression d'eau en excès (kPa)	$t_{50}$ Cassagrande (min)	$t_{50}$ modèle (min)	$t_{90}$ Taylor (min)	$t_{90}$ modèle (min)
1	2,35	135	61	371	140
2	18,6	13	20	40	40
3	14,88	7	8	30	20
4	10,27	6	6	25	16
5	50,91	2	3	9	9
6	40,51	1	2	6	6
7	80,78	1,5	2	3	4,5
8	80,45	0,5	1,5	1,5	3,5

Le tableau 5-7 montre que le temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès diminue au fur et à mesure que les charges appliquées deviennent plus élevées. Les temps de dissipation obtenus ( $t_{50}$  et  $t_{90}$ ) à partir des résultats de laboratoire sont usuellement comparables à ceux obtenus par la simulation numérique, surtout vers la fin de l'essai. Les écarts les plus prononcés entre les résultats de laboratoire et de modélisation se retrouvent au premier palier. Le modèle de comportement Élastique Plastique avec une fonction reliant le module de Young et la contrainte effective prédit donc assez bien le temps nécessaire pour dissiper les suppressions d'eau.

### 5.1.7 Effet de la paroi verticale

Une simulation de l'essai 5 de consolidation des résidus en colonne a été réalisée en enlevant la paroi et la zone d'interface pour évaluer l'effet de ces conditions frontières sur les résultats obtenus. L'objectif de cette simulation est d'évaluer l'impact des conditions externes imposées. Le modèle CCM est utilisé sans changer les propriétés des résidus. La paroi est ici représentée par une frontière verticale où les déplacements horizontaux sont empêchés. Les figures 5.17a et 5.17b montrent les déplacements verticaux dans l'échantillon au début et à la fin du palier 3.

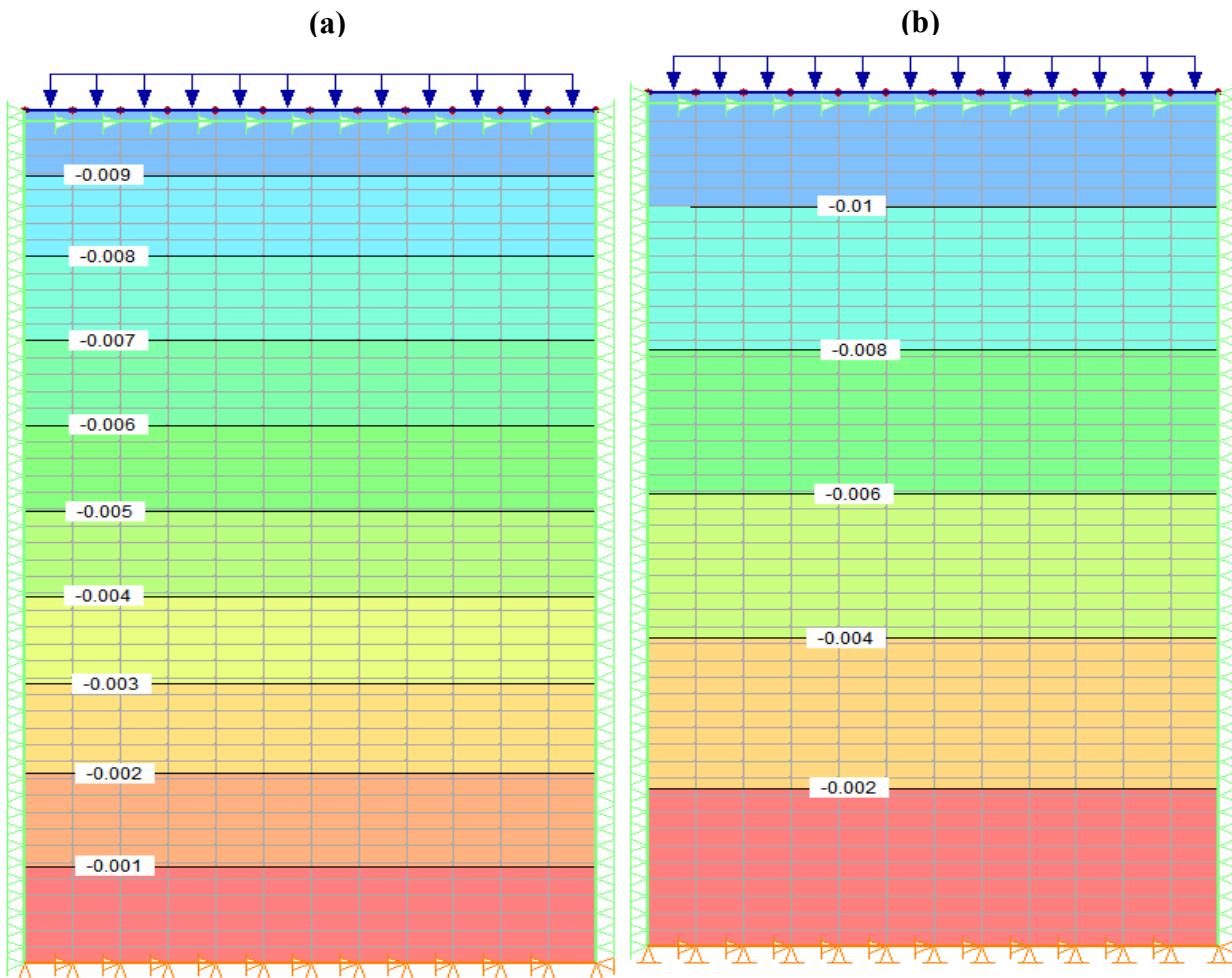


Figure 5-17 : Isocontours du tassement (m) obtenus lors de la simulation de l'essai 5 avec le modèle de comportement CCM, sans la zone d'interface et la paroi. (a) : Tassement cumulatif vertical (m) immédiatement après l'application du palier 3 (b) : Tassement cumulatif vertical (m) à la fin du palier 3.

Lorsqu'il n'y a pas de paroi et de zone d'interface, les résidus se consolident uniformément. La distribution des tassements n'est pas modifiée à proximité des parois, telle qu'observée dans les modélisations antérieures. Pour une même élévation, le déplacement est constant sur toute la largeur, contrairement aux cas avec parois et zones d'interface où les déplacements diminuaient proches de celles-ci (en raison de la friction). La figure 5-18 compare le tassement cumulatif de la surface des résidus en fonction du temps pour les cas avec paroi et sans paroi (ni zone d'interface).

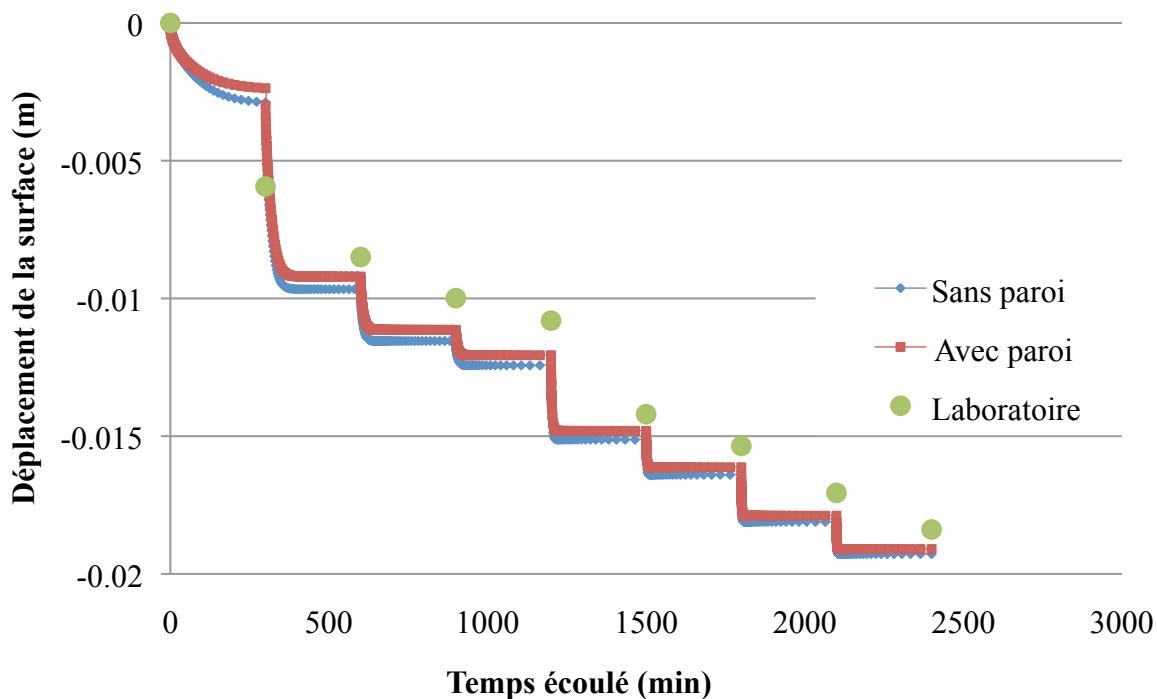


Figure 5-18 : Déplacement cumulatif (m) d'un point situé à la surface des résidus au centre de l'échantillon en fonction du temps (min) lors de la modélisation de l'essai 5 avec et sans paroi; valeurs simulées et mesurées.

À la figure 5-18, on constate que les déplacements cumulatifs en surface sont très similaires avec et sans la paroi. La différence entre les deux cas est un peu plus prononcée pour les premiers paliers de chargement et elle devient par la suite négligeable. Les valeurs simulées ont en moyenne 1 à 2 mm d'écart avec les valeurs mesurées au laboratoire, sauf au tout début où l'écart est d'environ 3-3,5 mm. L'effet de la paroi a toutefois peu d'effet sur les tassements moyens des résidus lors de la simulation de l'essai de consolidation.

La dissipation des pressions d'eau en fonction du temps à la base des résidus pour les cas avec et sans paroi est illustrée à la figure 5-19 pour le palier 3 (voir aussi section 5.1.3).

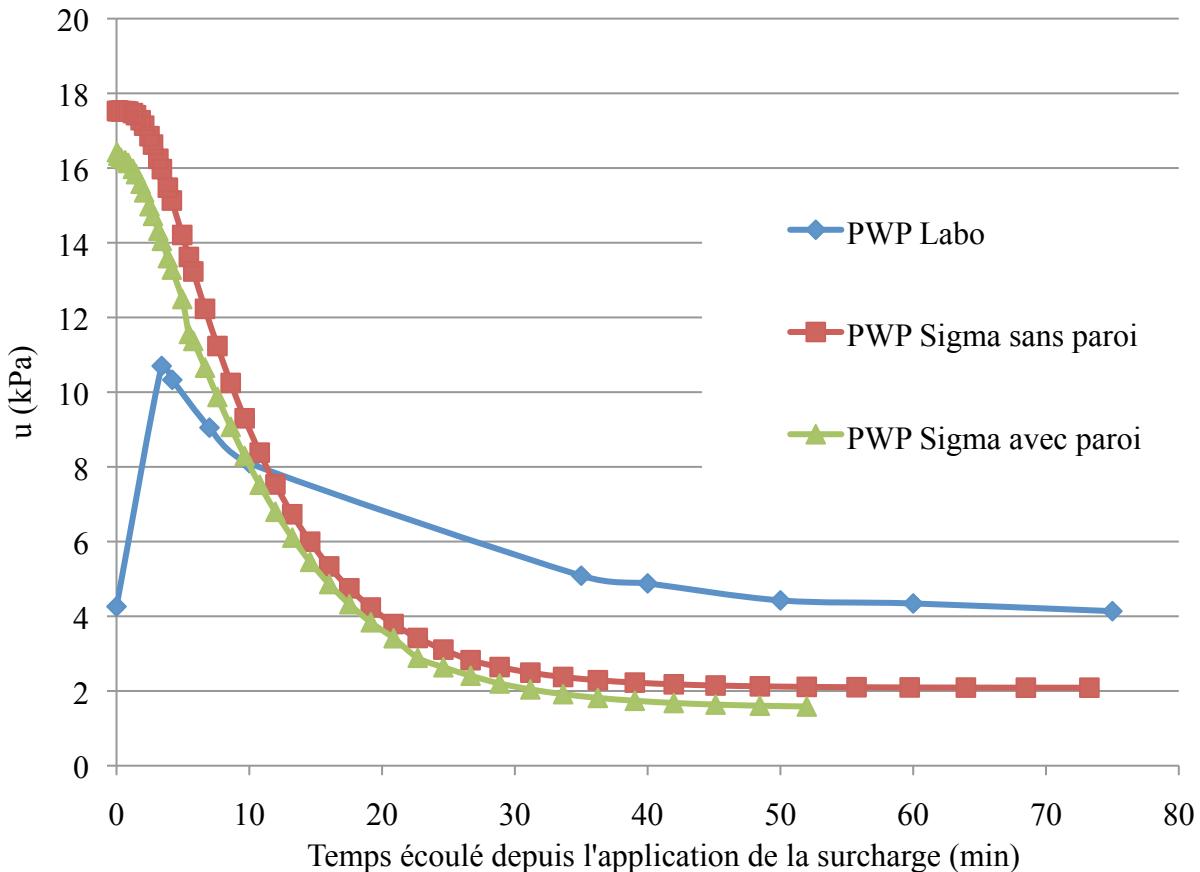


Figure 5-19 : Dissipation des pressions d'eau (kPa) en fonction du temps (min) à la base de l'échantillon pour le troisième palier de chargement de l'essai 5. Comparaison pour deux conditions frontières différentes (avec et sans paroi et zone d'interface); valeurs simulées et mesurées.

À la figure 5-19, on constate que l'effet des parois et de la zone d'interface influence peu le temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau excédentaire. Ces résultats montrent que l'effet de la paroi et de la zone d'interface sur l'évolution des pressions d'eau est faible. Les résultats pour les déplacements à la surface et la dissipation sont très similaires aux résultats des modélisations avec une paroi.

### 5.1.8 Remarques complémentaires

Les résultats présentés dans cette section indiquent que le code numérique SIGMA/W 2007 a la capacité de reproduire les essais de consolidation en colonne (présentés aux chapitres 3 et 4) avec les modèles de comportement EP et CCM. D'autres démonstrations de ce genre ont été réalisées avec le code SIGMA/W 2007 pour des problèmes de consolidation. C'est le cas, par exemple, pour Pedroni (2011) qui s'est penché sur l'étude expérimentale et numérique de la consolidation de boue de traitement; El Mkadmi (2012) a pour sa part travaillé sur la consolidation et le drainage des résidus lors du remblayage d'un chantier souterrain; Jahouar (2012) a étudié la consolidation de sols fins et de résidus miniers avec le modèle EP à proximité de drains circulaires et allongés. Ces auteurs ont travaillé avec le même code numérique que celui utilisé dans ce projet. Ces travaux ont contribué à valider SIGMA/W. La reproduction des essais en colonne a permis de compléter ici cette validation et de confirmer la capacité du code à reproduire la consolidation des résidus selon les paramètres mesurés au laboratoire. Dans la prochaine section et le prochain chapitre, la consolidation des résidus autour d'une inclusion lors d'une déposition progressive est étudiée. Une comparaison entre les résultats simulés et la solution analytique de Gibson (1958) est aussi présentée au chapitre 6.

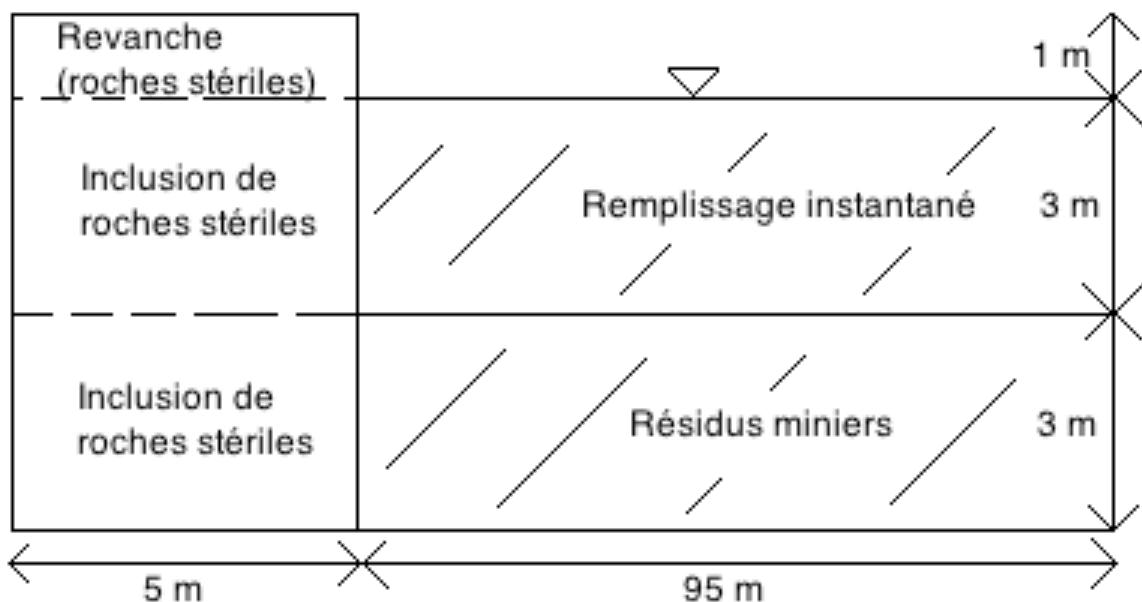
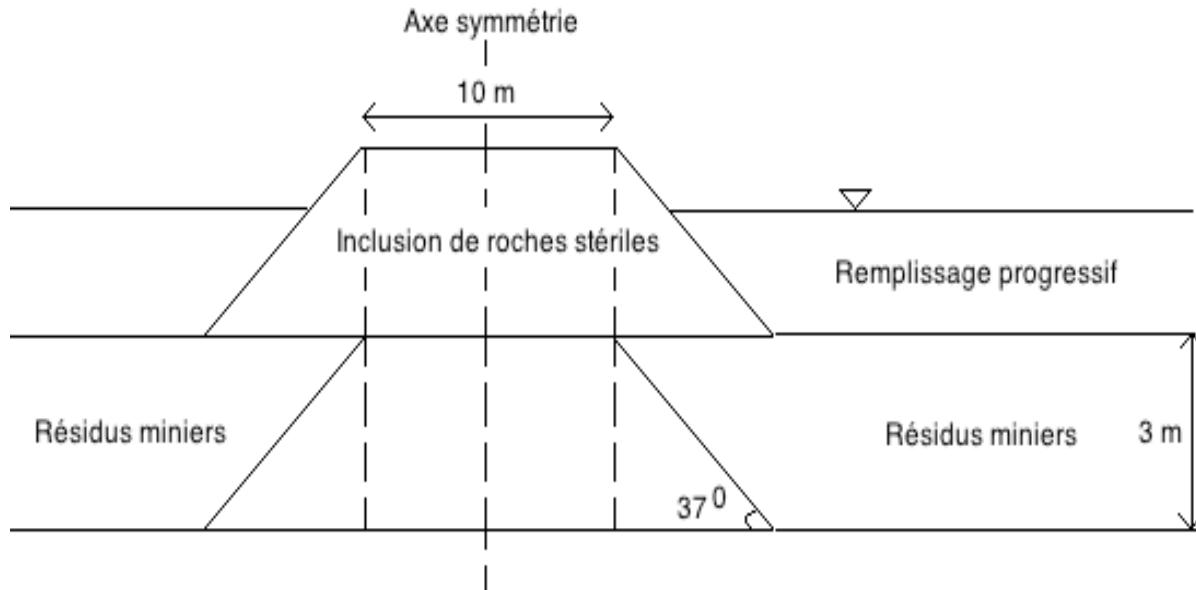
## 5.2 Simulation de la consolidation des résidus miniers à proximité d'inclusions drainantes

La consolidation de résidus miniers à proximité d'une digue interne (inclusion drainante) composée de roches stériles a été simulée avec le logiciel SIGMA/W 2007. Une section conceptuelle a été reproduite en condition 2D (déformation plane). Les propriétés des résidus miniers et des stériles échantillonnés sur le site de la mine Osisko, caractérisées au laboratoire (chapitre 4), ont été utilisées lors de ces simulations. L'objectif est d'évaluer l'influence des inclusions de roches stériles sur la vitesse de consolidation et sur le tassement des résidus. L'évaluation de la zone d'influence des inclusions sur la réponse des résidus est aussi analysée. Une analyse paramétrique, faisant varier diverses caractéristiques du problème, est aussi réalisée et présentée au chapitre 6. Lors des simulations, la pression d'eau, le tassement et les contraintes effectives sont analysés à divers points dans les résidus.

### 5.2.1 Modèle conceptuel

La géométrie du problème modélisé et les propriétés des matériaux sont basées sur une section de digue composée de roches stériles située dans le parc à résidus. Les inclusions de roches stériles ont une largeur de 10 mètres en crête avec un angle de déposition de  $37^{\circ}$ . La hauteur des stériles suit la déposition des résidus (avec une revanche de 1 m). Les résidus sont déposés progressivement dans le parc à l'état saturé et se consolident sous leur propre poids, la nappe restant à la surface des résidus. La vitesse de remplissage des résidus dans le parc est fixée à 3 mètres par année, déposée progressivement sur une période de quinze ans, pour une hauteur finale de 45 mètres de résidus. La figure 5-20 montre une représentation schématisée du problème. Certaines simplifications ont été utilisées lors de la modélisation. En raison de la symétrie du problème, seule une moitié du système est considérée (5 mètres d'inclusion en crête) sur une distance de 100 mètres à partir du centre de l'inclusion. Dans le modèle conceptuel simplifié, l'empilement de stériles est représenté par un rectangle (et non comme une série de trapèzes). La géométrie des inclusions de roches stériles ne devrait pas avoir d'impact sur la dissipation des pressions d'eau dans les résidus, mais pourrait avoir un effet sur la répartition des contraintes et des déformations (Jaouhar, 2012). Le remplissage a été simplifié, s'effectuant une

fois au début de l'année de manière instantanée (un cas de remplissage plus progressif sera aussi analysé au chapitre 6). Une représentation conceptuelle du cas de base modélisé est présentée à la figure 5-21.



### 5.2.2 Cas de base

Le cas de base modélisé avec le code SIGMA/W 2007 est présenté à la figure 5-22. Au chapitre 6, nous présentons d'autres cas dans lesquels plusieurs paramètres ont été variés pour établir leur impact sur le modèle. Le modèle contient deux zones, soit les inclusions rigides et drainantes (5 m de largeur) et les résidus saturés (95 m de largeur). Le maillage, composé de plus de 20 000 éléments rectangulaires, est raffiné dans les résidus à proximité des inclusions. Dans le modèle, la zone correspondant aux résidus est séparée en trois sections dans lesquelles la largeur des éléments varie. Les éléments sont plus petits à proximité des inclusions de roches stériles et deviennent plus gros lorsqu'on s'éloigne. Les éléments ont tous une hauteur de 0,25 m. Leur largeur dépend de leur position horizontale dans le modèle; elle est de 0,25m ( $5 \text{ m} < x < 7 \text{ m}$ ), 0,5 m ( $7 \text{ m} < x < 20 \text{ m}$ ) et 1 m ( $20 \text{ m} < x < 95 \text{ m}$ ). La base du modèle est imperméable et elle ne peut se déplacer. Les côtés sont imperméables et fixés horizontalement (seul les déplacements verticaux sont permis). La surface du modèle permet la dissipation des pressions d'eau en tout temps. À chaque année, la hauteur des stériles et des résidus est augmentée de 3 mètres, sauf la première année où la hauteur des stériles est augmentée de 4 mètres pour garder une revanche de 1 mètre en tout temps. Les résidus (rajoutés par étage) se consolident sous leur propre poids et sont saturés en tout temps, avec la nappe en surface. Le problème est résolu avec le « parallel direct equation solver » avec un critère de convergence de 1% sur les déplacements et un nombre d'itérations maximales par étape de calcul de 5000. En moyenne, le code nécessite 100 itérations pour converger à chaque étape de calcul. Cela prend environ 6-7 heures pour résoudre un problème ayant une hauteur finale de 45 m.

Pour le cas de base, le modèle de comportement Cam-Clay Modifié (CCM) est utilisé pour les résidus. Le comportement des roches stériles est linéaire élastique (rigide). Le module de Young des stériles est fixé à 50 GPa. Dans certains cas, présentés au chapitre 6, leur rigidité a été abaissée et même ramenée à celle des résidus. Puisque les résidus sont frais, leur OCR est égal à 1. L'indice des vides initial utilisé est basé sur celui mesuré au laboratoire ( $e_0=1$ ). Le poids unitaire saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  initial est calculé à partir de l'indice des vides pour un matériau saturé avec un  $D_r$  de 2,75 (i.e.  $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ). Le poids unitaire sec  $\gamma_d$  initial est calculé à partir du poids unitaire saturé et de la teneur en eau de l'échantillon au début de l'essai de consolidation

$(\gamma_d = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{1+w} \text{ pour } w\% \approx 40\%)$  et sa valeur est  $13,6 \text{ kN/m}^3$ . La valeur du coefficient de Poisson est de 0,334, qui est une valeur type pour un matériau granulaire fin sans cohésion (Das, 2002). La valeur de  $\phi'$  utilisée est de  $35^\circ$  (proche de  $\phi'=35,9^\circ$  mesurée par Poncelet, 2012). La valeur de  $\lambda$  a été obtenue à partir des valeurs de  $C_C$  mesurées lors des essais de consolidation en laboratoire. La valeur de  $\kappa$  a été prise comme étant 5 fois inférieure à  $\lambda$  (la valeur de  $\kappa$  ne sera pas utilisée lors de l'analyse, puisque l'OCR est de 1 et que le déchargement ne sera pas analysé). La conductivité hydraulique saturée est basée sur les valeurs moyennes mesurées au laboratoire. La conductivité hydraulique saturée des stériles est la valeur mesurée lors des essais de perméabilité en colonne. Les paramètres utilisés pour ce cas sont basés sur l'intervalle des valeurs obtenues lors des essais de laboratoire (résultats du chapitre 4) et tels que rapportés dans la littérature (chapitre 2); les valeurs sont présentées au tableau 5-8.

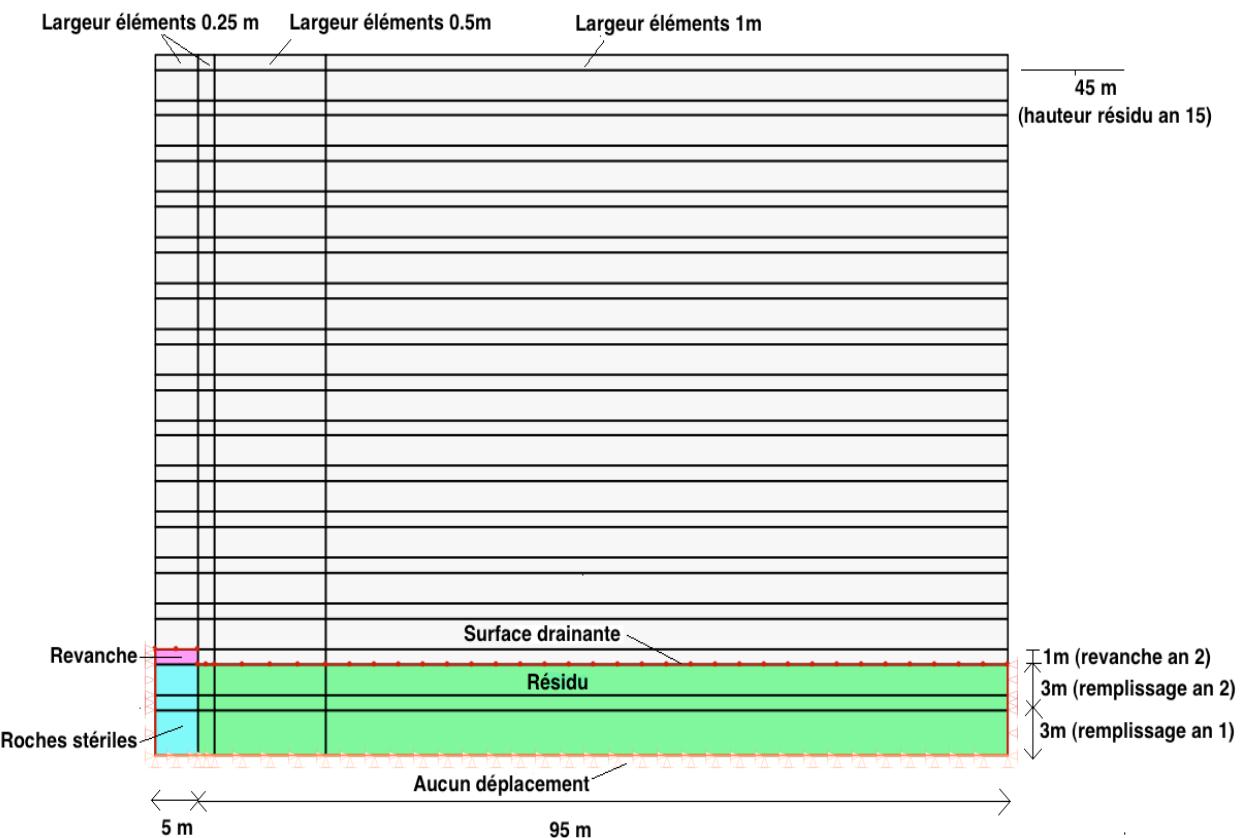


Figure 5-22 : Modèle numérique (pas à l'échelle) utilisé pour la simulation de la consolidation des résidus à proximité d'une inclusion de roches stériles (cas de base); déposition des résidus à l'an 2. La maille des éléments finit n'apparaît pas à la figure (voir Annexe 8).

Tableau 5.8 : Paramètres utilisés dans la simulation numérique du cas de base.

Paramètres	Cas de base	Valeurs de laboratoire	Valeurs de la littérature	Source
Type d'analyse	2D			
Vitesse de remplissage (m/an)	3			
Nombre d'année	15			
Forme inclusion	Rectangulaire			
Largeur inclusion (m)	5			
<b>Résidus</b>				
Comportement	CCM			
OCR	1			
$e_0$	1	0,87 – 1,08		
$C_c$	$6,9*10^{-2}$	$2,8*10^{-3} – 3,1*10^{-1}$	$5*10^{-2} – 3$	Bussière (2007)
$\lambda$ (kPa <sup>-1</sup> )	$3*10^{-2}$	$1,21*10^{-3} – 1,3*10^{-1}$	$2,17*10^{-2}$ à 1,30	Bussière (2007)
$\kappa$ (kPa <sup>-1</sup> )	$6*10^{-3}$			
$\phi'$ (°)	35	35,9	30 - 42	Bussière (2007)
$\nu$	0,334		0,2 – 0,4	Das (2002)
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	D <sub>r</sub> ( 2,75 )	D <sub>r</sub> ( 2,6-2,9 )	Vick (1990)
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,6			
$k_{sat}$ (cm/s)	$1,7*10^{-5}$	$1,12*10^{-5} – 3,88*10^{-5}$	$1*10^{-4} – 1*10^{-6}$	Bussière (2007)
<b>Stériles</b>				
Comportement	Linéaire élastique			
E (GPa)	50		50 – 70 (Al)	
$\nu$	0,334		0,2 – 0,4	Das (2002)
$k_{sat}$ (cm/s)	$1,6*10^{-1}$	$1,3*10^{-1} – 1,7*10^{-4}$	$5,5*10^{-2} – 1,1*10^{-1}$	Peregoedova (2012)

### 5.2.3 Analyse des tassements et déformation pour cas de base

Le tassement des résidus ainsi que les déformations lors de la déposition ont été analysés. Les figures 5-23 à 5-27 montrent certains résultats exprimés à partir des isocontours pour les déformations et les tassements cumulatifs des résidus à différents intervalles de temps (5 à 5,99 ans, 10 à 10,99 ans et 15 à 15,99 ans). Ces intervalles de temps ont été choisis parce qu'ils permettent d'observer l'évolution des paramètres tôt ( $t=5$  à 5,99 ans) et à la fin de la déposition ( $t=15$  à 15,99 ans), et pour un cas médian ( $t=10$  à 10,99 ans). Les isocontours sont présentés immédiatement après la mise en place des résidus ou après un an de consolidation juste avant le placement de la prochaine couche. Les déformations et tassements cumulatifs immédiatement après la déposition et avant la déposition de la prochaine couche de résidus sont notamment présentés.

On remarque que la forme des isocontours est très similaire, peu importe le temps analysé. Lors de la déposition, les résidus se consolident et se tassent et les déformations augmentent dans les résidus du bas vers le haut, sauf pour la couche à la base du modèle qui ne se tasse presque pas. Les tassements et déformations sont moindres dans les résidus à proximité des inclusions et augmentent lorsqu'on s'en éloigne. L'inclusion de roches stériles ne se déforme pratiquement pas en raison de sa grande rigidité. Les plus grandes déformations se produisent à chaque étape au centre des résidus.

La figure 5-23 présente de façon plus spécifique les tassements totaux des résidus et les déformations, depuis le début de la déposition des résidus à la fin de la cinquième année de déposition. Les déformations sont locales, mais les tassements sont cumulés et donc affectés par  $\Delta L$  des couches en dessous. Les tassements de la couche 5 (12 à 15 m) sont causés par la déposition des résidus lors de l'année 5. Les tassements de la couche 4 (9-12 m) sont causés par les tassements lors de la déposition des résidus à l'année 5 ainsi qu'à l'année 4, et ainsi de suite. Les déformations montrées ne sont pas cumulatives et sont uniquement causées par la déposition de la couche de résidus à l'année 5. Les déformations dans la direction horizontale X sont très faibles et se retrouvent surtout proches des inclusions de roches stériles. Les déformations verticales sont plus faibles à la surface et augmentent avec la profondeur jusqu'à la base (où elles diminuent). On constate que les inclusions ont une influence très prononcé sur la forme des isocontours de déformation et déplacement dans les résidus sur une distance d'environ 5-15 m.

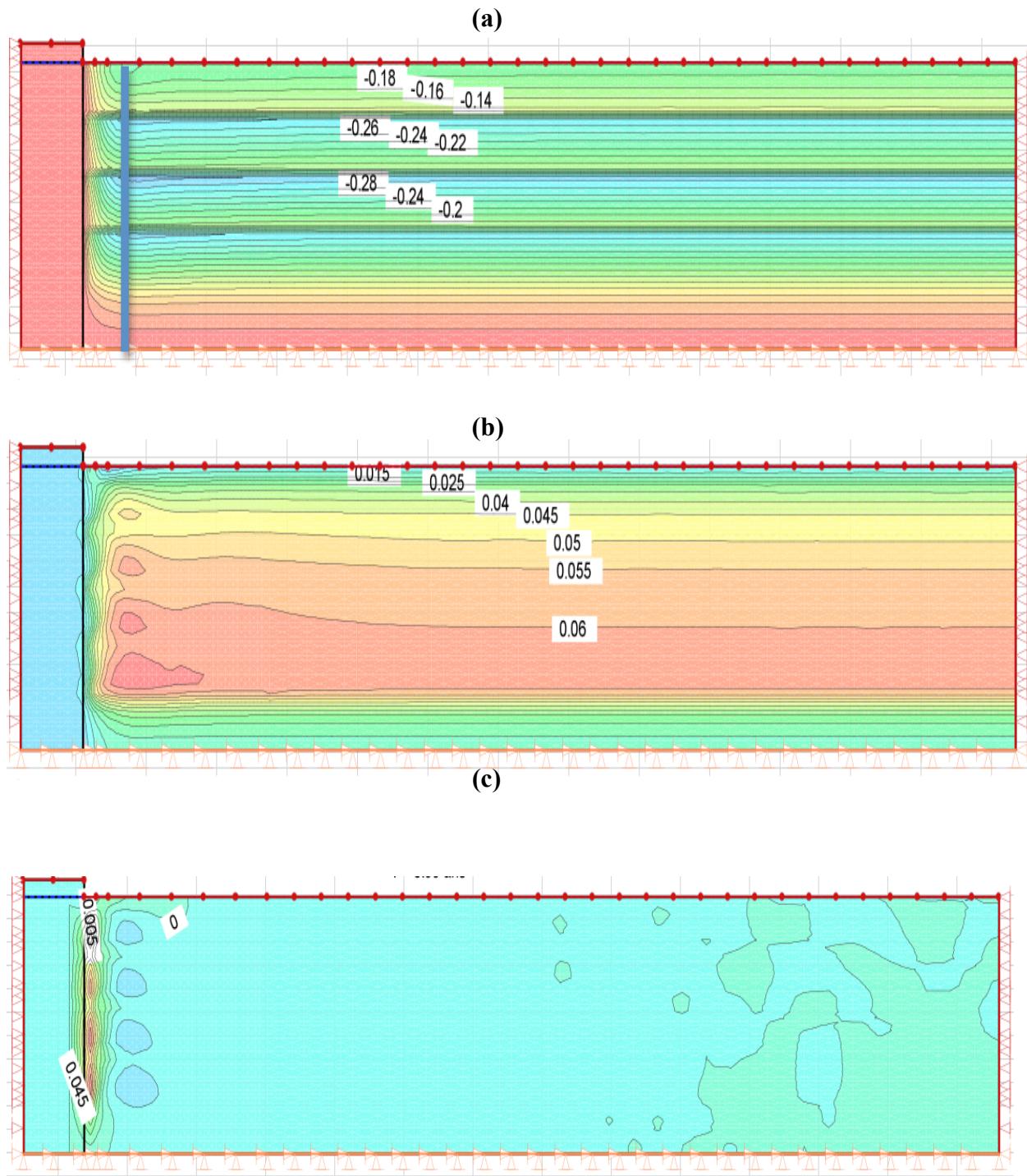


Figure 5-23 : Isocontours obtenus lors de la déposition au temps  $t=5,99$  ans. Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu. Dimensions : environ 15 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y). (c) : Déformation horizontale (en X).

La figure 5-24 présente les tassements (m) et les déformations verticales des résidus lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus (t=15 ans).

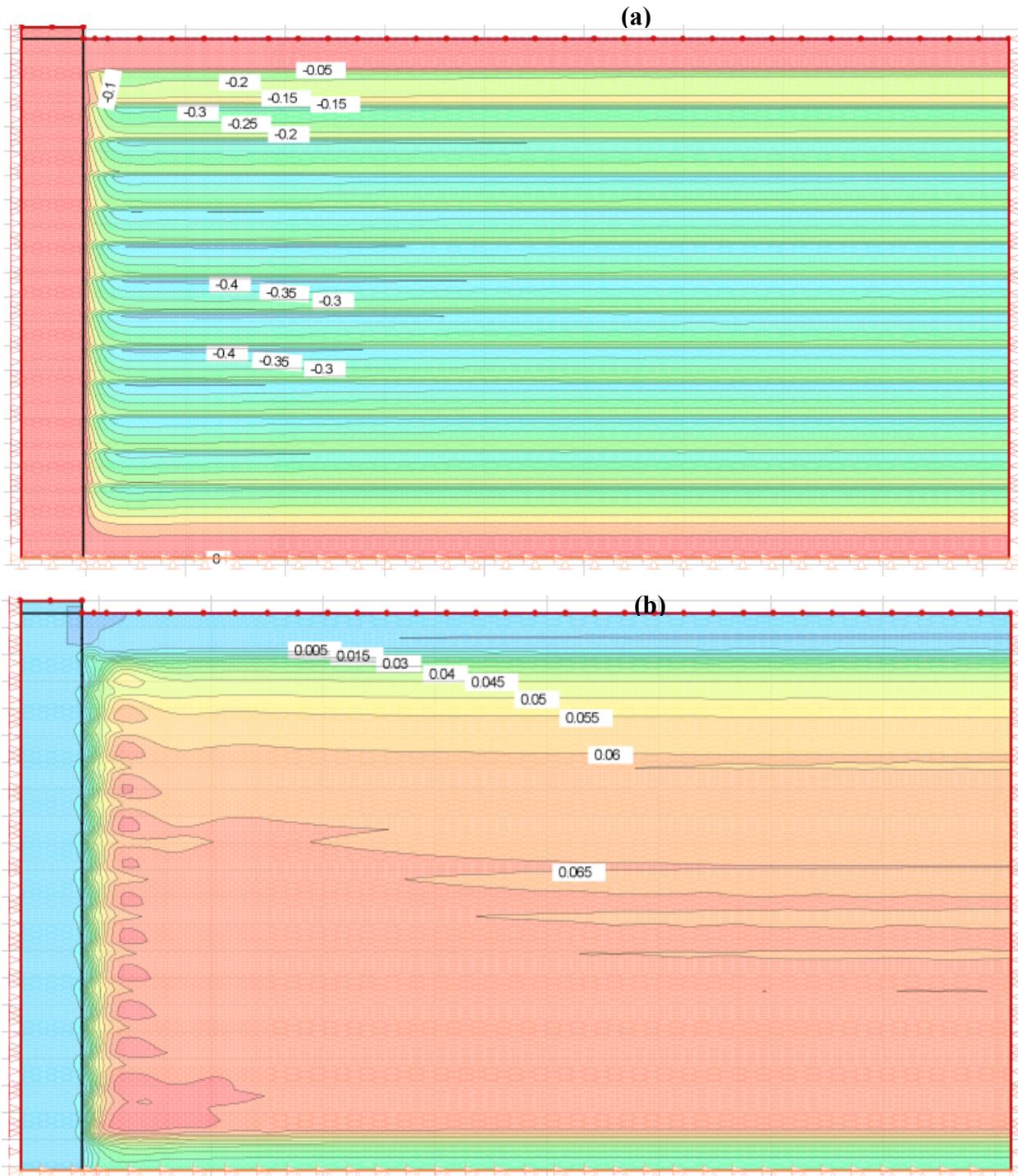


Figure 5-24: Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus (t=15 ans). Dimensions : environ 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y).

La figure 5-25 présente les tassements (m) et les déformations verticales des résidus à la fin de la dernière année de déposition ( $t=15,99$  ans).

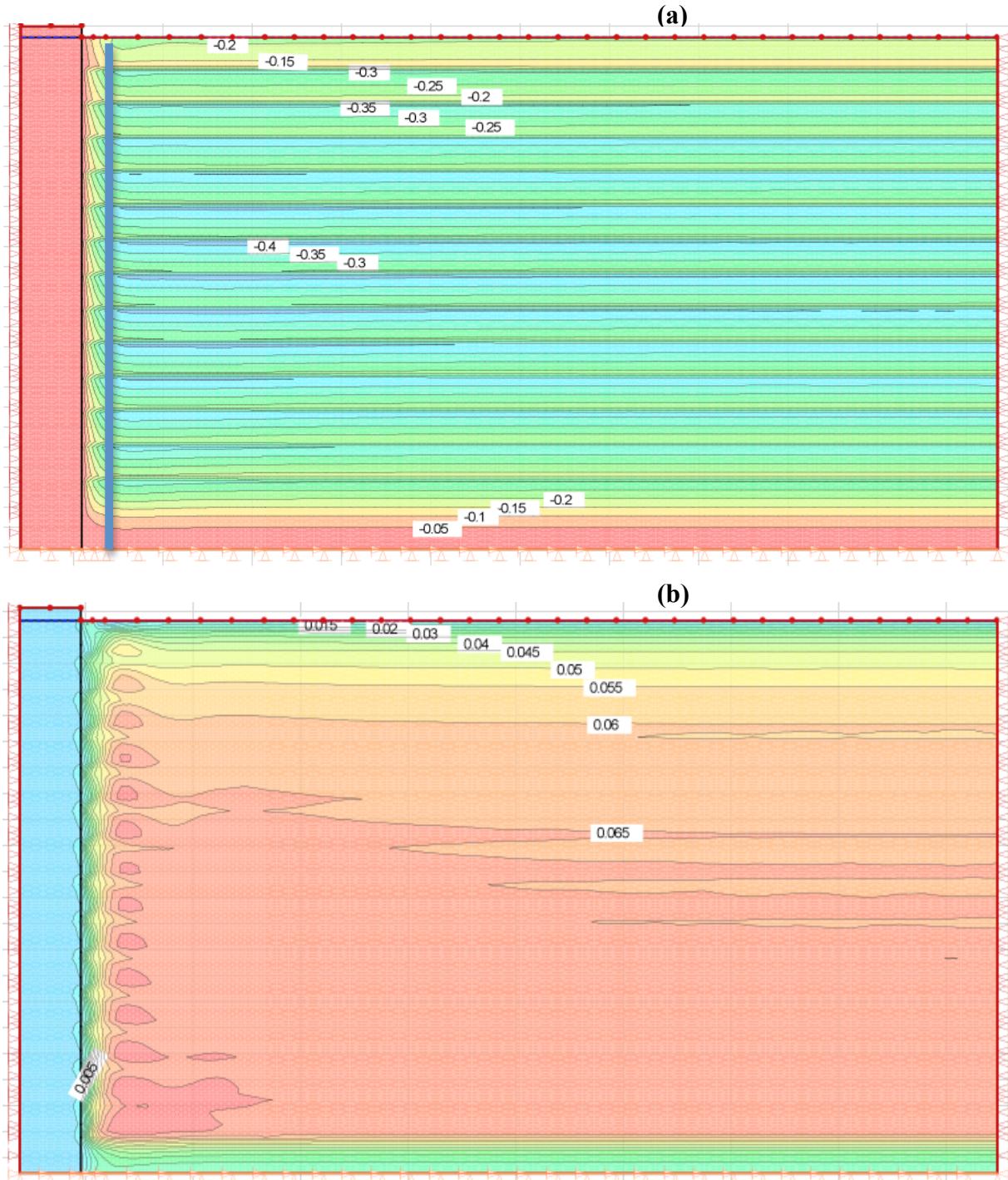


Figure 5-25 : Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus, à la fin de la dernière année de déposition ( $t=15,99$  ans). Dimensions : environ 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y).

Lors de la mise en place d'une nouvelle couche (tel que montré à la figure 5-24 et à l'Annexe 8), le tassement initial et les déformations dans la nouvelle couche sont essentiellement nuls. Les tassements que l'on observe dans les couches sous-jacentes sont cumulatifs et ont été causés par la consolidation antérieure.

Le tassement et la déformation causés par la consolidation des résidus sous leur propre poids sont montrés aux figures 5-23, et 5-25 (et à l'Annexe 8) à la fin avant la déposition de la prochaine couche (après 1 an). On constate que, après un an, le tassement subi en surface, pour les couches 5, 10 et 15, est entre 18 et 20 cm. Les déformations verticales à la fin des années 5, 10 et 15 varient entre 0,015 et 0,035 dans la couche de surface (figures 5-23, 5-25 et Annexe 8). À l'exception de la nouvelle couche, les déformations verticales dans les résidus sont très similaires à la fin de l'année ( $t=15,99$  ans) et sont de 0,065 à la mi-hauteur des résidus.

Les tassements et les déformations verticales dans les résidus sont fortement réduits sur une distance de 5 à 10 mètres (à proximité des inclusions) tel qu'indiqué par les lignes verticales sur les figures 5-23 à 5-25. Ce phénomène représente l'ampleur de la zone d'influence des inclusions sur le déplacement et la déformation des résidus et se traduit par des isocontours qui se courbent fortement à proximité des inclusions. L'ampleur de cette zone d'influence semble indépendante du temps et est discuté à la section 5.2.5.

La figure 5-28 présente les déplacements verticaux et la déformation verticale en surface à la fin de la période simulée lors de la déposition des couches 5,10 et 15 (temps de 5,99, 10,99, 15,99 années) en fonction de la distance horizontale dans les résidus (de 0 à 75 m).

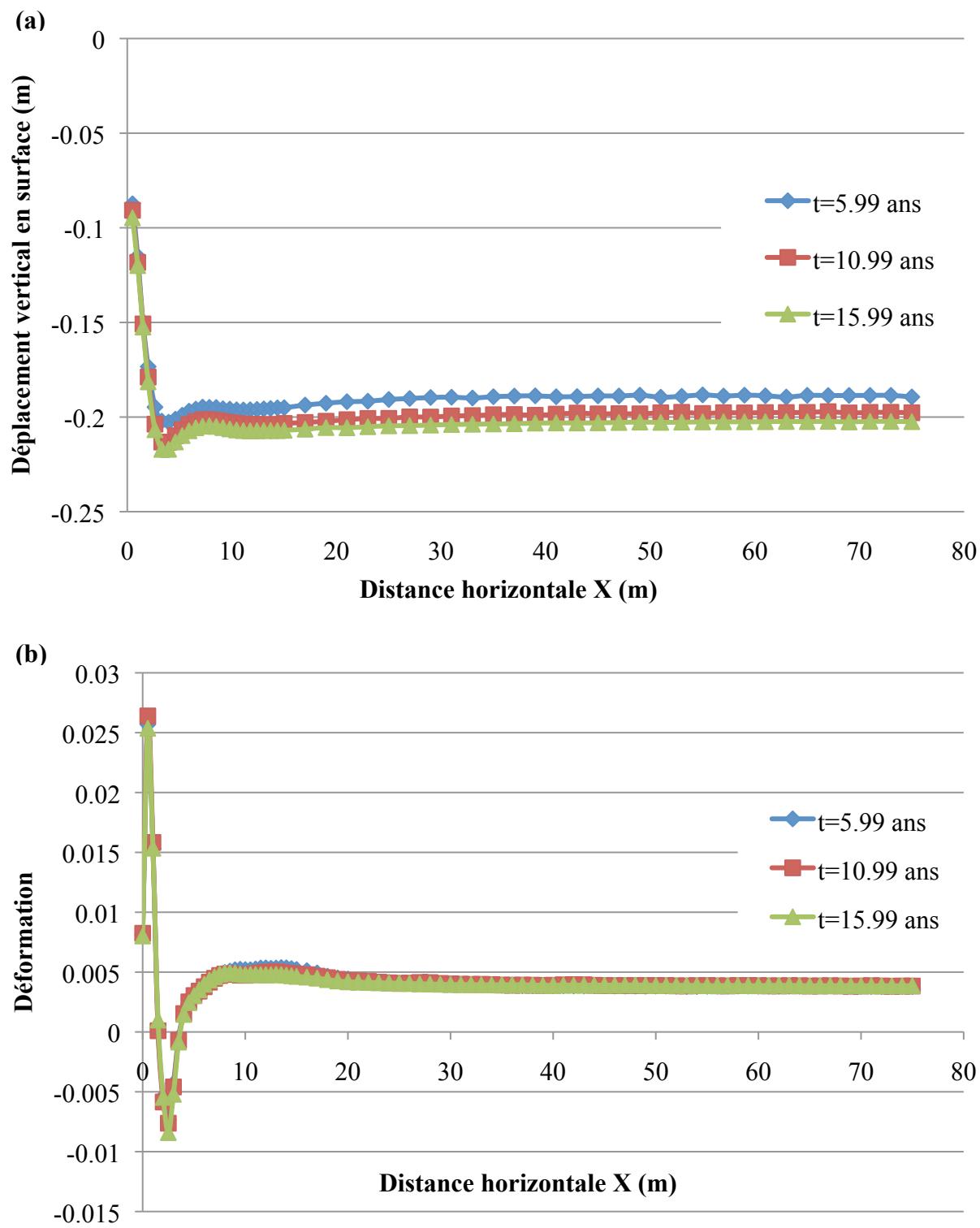


Figure 5-26: (a) Déplacement vertical à la surface des résidus en fonction de la distance horizontale ( $x=0$  à 75 m) au temps  $t=5,99, 10,99, 15,99$  ans (b) Déformation verticale de la couche de surface.

À la figure 5-26, on observe que les tassements en surface et les déformations en surface des résidus sont fortement réduits à proximité des inclusions sur une distance d'environ 1-2 mètres, ils augmentent plus loin sur quelques mètres (distance de 5-7 m) pour se stabiliser à une valeur quasi-constante après une distance de 15-20 mètres. Le faible tassement à proximité des inclusions est causé par une redistribution des contraintes vers les inclusions rigides, ce qui diminue le tassement des résidus. De plus, les éléments sont liés entre eux dans SIGMA/W (2007) et il n'y a pas d'éléments d'interface. Cette liaison des éléments peut créer un effet d'interface additionnel et diminuer, encore plus, le tassement des résidus à proximité des inclusions qui ne se déforment pratiquement pas.

La valeur du tassement cumulatif final pendant un an pour toute l'épaisseur des résidus pour un point en surface varie légèrement pour les couches déposées aux années 5 (18 cm), 10 (20 cm) et 15 (21 cm). La valeur des déformations verticales finales de la couche de surface est similaire pour les couches déposées aux années 5, 10 et 15. Les propriétés et les dimensions des couches sont les mêmes à chaque année, ce qui signifie que la contrainte appliquée à la surface (drainante) des résidus est la même. Cela explique la similarité des déformations dans la couche supérieure. La contrainte dans les résidus évolue lors de la déposition d'une nouvelle couche et les couches inférieures de résidus continuent de se consolider et leur surface se déplace. Le tassement augmente avec la hauteur totale des résidus et le nombre de couches antérieures (la contrainte effective finale dans les résidus est proportionnelle à leur hauteur).

La figure 5-28 présente le déplacement et la déformation verticale en fonction du temps pour les points situés à une distance horizontale de l'interface de inclusions de 7 m et 75 m. Cette figure compare les résultats pour les couches mises en place aux années 5 et 15 (D'autres résultats similaires pour différents temps de déposition, distances horizontales et profondeurs se retrouvent à l'Annexe 8).

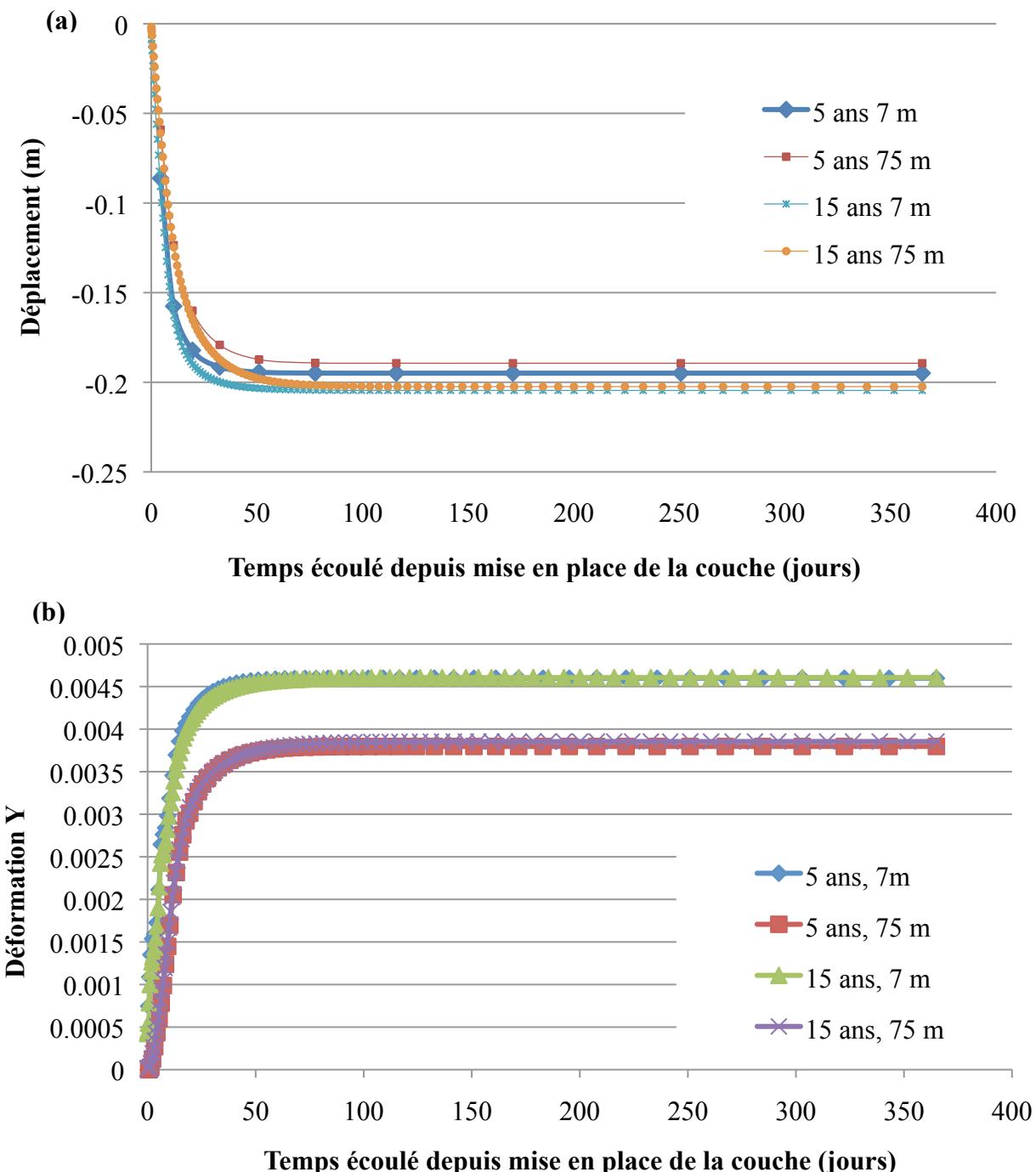


Figure 5-27 : (a) Déplacement (m) en surface en fonction du temps (jours), lors de la mise en place des couches de résidus 5 et 15 sur une période de 1 an. Les courbes sont montrées pour des points situés à des distances horizontales de 7 m et 75 m dans les résidus à partir de l'interface de l'inclusion (b) : Évolution de la déformation verticale (Y) en fonction du temps.

Les déplacements et les déformations en fonction du temps se font selon des tendances similaires pour les couches 5 et 15 ainsi que pour des points situés à une distance de 7 m et 75 m des inclusions. Le tassement et la déformation finale sont proportionnels à la hauteur totale des résidus tels qu'observés à la figure 5-27. Les points situés à 7 m des inclusions atteignent leur valeur de déplacement et déformation verticale maximale après environ 15 jours, et les points situés à 75 m des inclusions atteignent leur valeur de déplacement et déformation verticale maximale après environ 50 jours. Ces temps respectifs sont similaires pour les divers types de déposition des couches. Ce comportement indique que la consolidation se fait plus rapidement à proximité des inclusions.

La figure 5-28 montre la déformation verticale en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la 15<sup>e</sup> couche de résidus à une distance horizontale de 100 mètres de l'interface de l'inclusion. Les courbes sont présentées pour différentes positions verticales dans les résidus, mesurées à partir de la base (au sommet de couches). À la figure 5-28, on constate que la déformation dans les résidus est faible en surface et augmente avec la profondeur à l'intérieur des résidus. La différence de déformation locale entre le sommet de la couche 15 et la base de la couche 15 (sommet couche 14) est élevée. Durant les 25 premiers jours, la déformation dans les couches 15, 14 et 13 varie beaucoup. Par contre, la déformation évolue plus lentement pour les couches 10, 7 et 5, car le drainage est plus lent en profondeur.

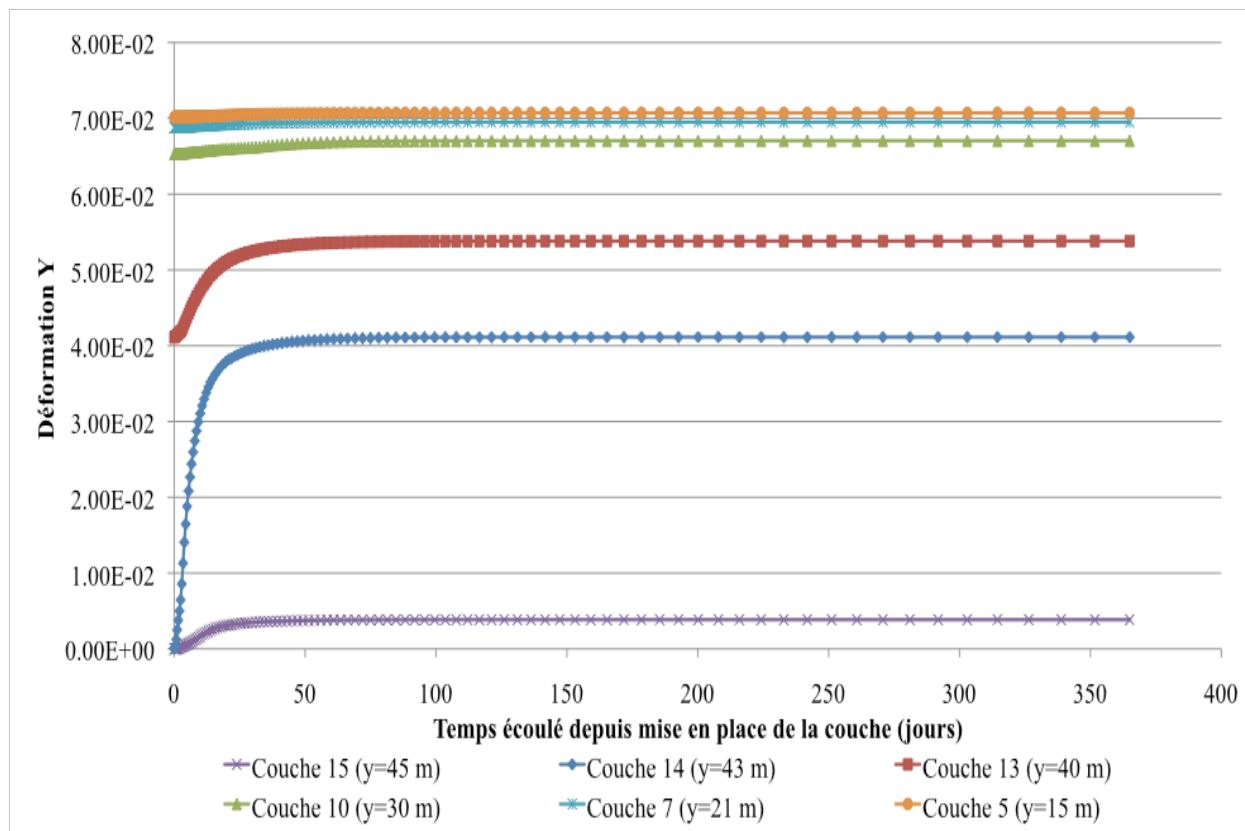


Figure 5-28 : Déformation verticale (Y) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la 15<sup>e</sup> couche de résidus à une distance horizontale de 100 mètres de l'interface de l'inclusion. Les courbes sont présentées pour différentes hauteurs mesurées à partir de la base, correspondant au sommet des couches.

Pour mieux saisir l'impact des inclusions sur le déplacement des résidus, une simulation du problème a été effectuée en éliminant cette inclusion (consolidation de résidus miniers seulement). Ces résultats sont montrés à l'Annexe 8.

L'étude des tassements pour le cas de base permet plusieurs observations. Le tassement en surface des résidus lors de la consolidation est indépendant de la distance horizontale au-delà de 15-20 mètres environ des inclusions rigides. La différence de tassement près des inclusions peut être causée par une redistribution des contraintes et l'effet du drainage sur la vitesse de tassement. Le tassement final en surface pour chaque couche se situe entre 18-22 cm pour les paramètres du cas de base. Les couches antérieures se consolident et se déplacent verticalement lors de la déposition d'une nouvelle couche. On observe une zone d'influence des inclusions sur les tassements et déformations des résidus à proximité des inclusions. L'influence de cette zone ne dépend pas du temps et s'étend sur environ 15 m (pouvant être représenté par une ligne verticale). Les points à l'intérieur de cette zone ont des tassements et déformation réduits. Cet aspect est discuté à la section 5.2.5.

### 5.2.4 Analyse des pressions interstitielles et des contraintes effectives

La création et la dissipation des pressions d'eau en excès ( $\Delta u$ ) dans les résidus ainsi que l'évolution des contraintes effectives et de cisaillement ont été étudiées à l'aide du modèle numérique pour le cas de base. Les isocontours de la pression d'eau interstitielle lors de la déposition des couches de résidus 5 et 15, immédiatement après leur déposition et après un an, sont montrés à la figure 5-29; les isocontours de pression interstitielle lors de la déposition de la couche 10 sont montrés à l'Annexe 8.

L'application d'une nouvelle couche génère une augmentation de la pression d'eau ( $\Delta u$ ) sur toute l'épaisseur dans les résidus (figure 5-29). Cette augmentation de pression se dissipe en fonction du temps jusqu'à ce que la pression hydrostatique soit rétablie. Cette dissipation s'effectue progressivement de la surface libre vers la base imperméable du bassin de résidus. Initialement, les isocontours de la pression d'eau se courbent à proximité des inclusions (figures 5-29a, 5-29c), dû à une accélération de la dissipation des pressions d'eau. Lorsque la dissipation des surpressions est terminée, on obtient une pression d'eau hydrostatique qui varie seulement avec l'élévation, i.e.  $u = \gamma_w * z$ , (figures 5-29b, 5-29d).

Les isocontours des contraintes effectives lors de la déposition des couches de résidus 5 et 15 sont illustrés à la figure 5-30; les isocontours des contraintes effectives lors de la déposition de la couche 10 sont montrés à l'Annexe 8.

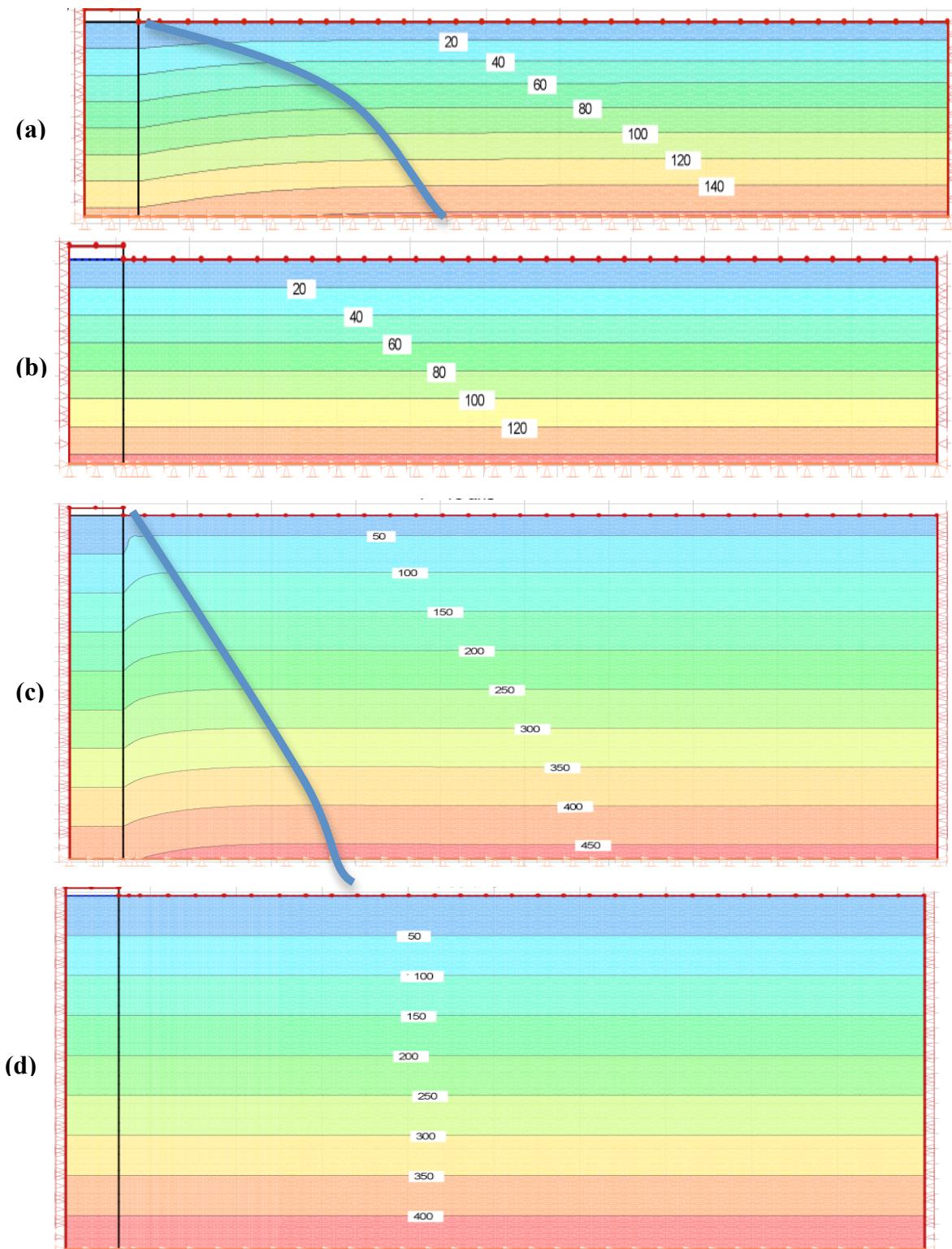


Figure 5-29 : Isocontours de la pression interstitielle (kPa) simulés avec SIGMA/W (2007). Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu (a)  $t=5$  ans (b)  $t=5,99$  ans (c)  $t=15$  ans (d) :  $t=15,99$  ans.

La figure 5-30 montre l'évolution des contraintes effectives lors de la déposition des couches 5 et 15. Les tendances sont très similaires pour les deux temps de déposition. Ces résultats confirment qu'une diminution de  $\Delta u$  entraîne une augmentation égale de la valeur de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$ . La contrainte effective  $\sigma'$  est égale à la contrainte totale  $\sigma$  moins la pression interstitielle totale  $u$ . La dissipation de la surpression  $\Delta u$  va donc augmenter la contrainte effective. L'application d'une couche de 3 m de résidus augmente la contrainte totale à la base de 27,57 kPa ( $3 * (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ). Une fois la pression en excès dissipée, la contrainte effective à la base augmente de cette valeur (tel que l'on constate à la figure 5-30) et la pression d'eau devient hydrostatique à la base. L'on peut donc dire que initialement  $\Delta u = \Delta \sigma_{ajouté}$  et qu'à la fin de la période de consolidation  $\Delta u = \Delta \sigma'$ .

Les isocontours de contraintes effectives (et de  $u$ ) permettent d'évaluer l'ampleur de la zone d'influence des inclusions drainantes sur le temps de consolidation de manière visuelle (en regardant la courbure des isocontours de contraintes effectives à la fin de la période de déposition). L'ampleur de cette zone d'influence sur la dissipation des pressions en excès est faible près de la surface libre et elle est étendue à la base du bassin, tel que l'on constate à la figure 5-30. Cette zone s'étend sur environ 30 mètres à l'année 5, sur 60 mètres à l'année 10 (Annexe 8) et sur plus de 90 mètres à l'année 15. Cela signifie que la zone d'influence des inclusions augmente chaque année en fonction de la hauteur des résidus (et des inclusions). La zone d'influence des inclusions drainantes dans laquelle il y a drainage horizontal des résidus, augmente avec la hauteur des inclusions de stériles. Cet aspect est discuté à la section 5.2.5.

Les isocontours des contraintes de cisaillement lors de la déposition des couches de résidus 10 et 15 sont illustrés à la figure 5-31.

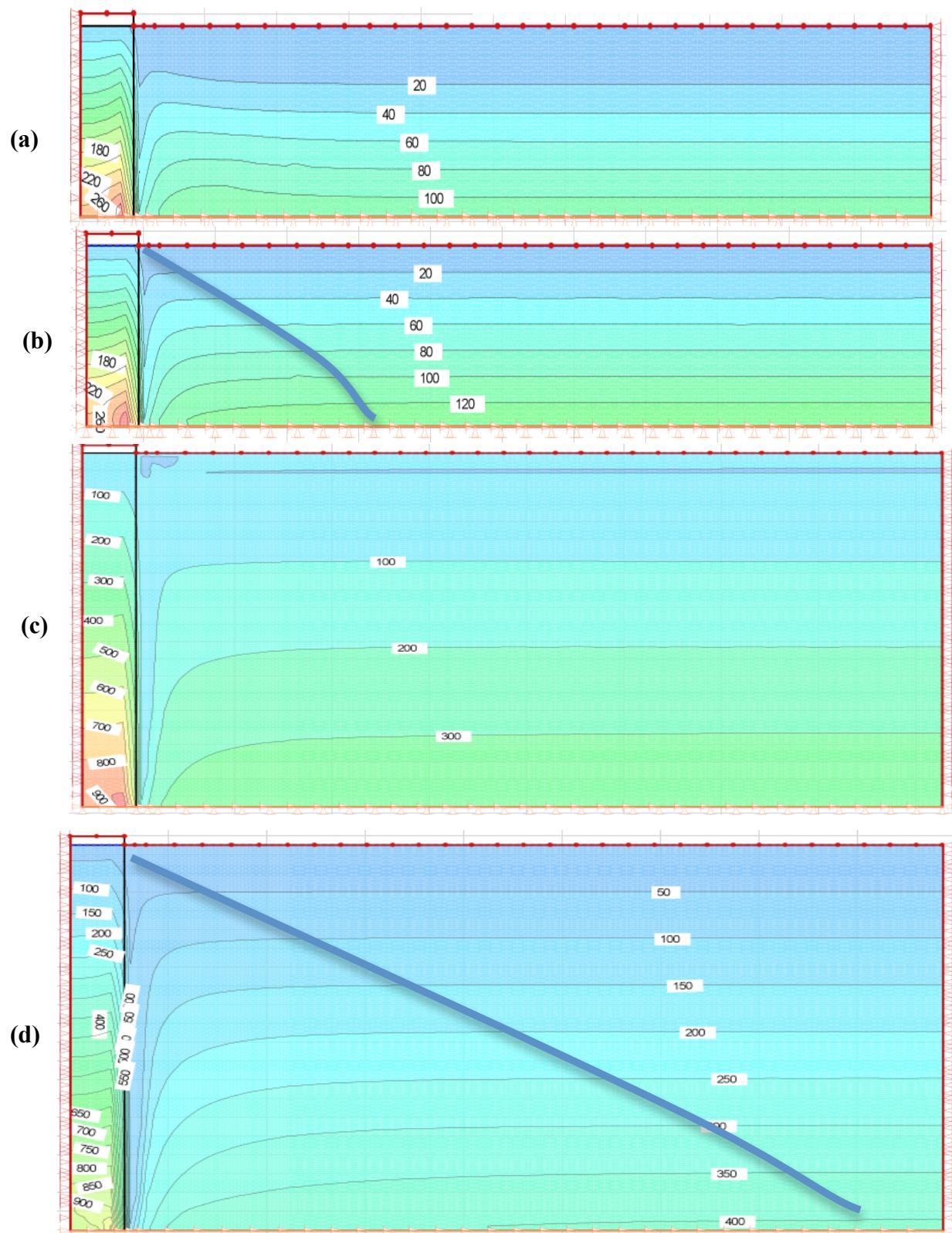


Figure 5-30 : Isocontours de la contrainte verticale effective (kPa). Zone d'influence maximale tracée à titre indicatif en bleu. (a)  $t=5$  ans (b)  $t=5,99$  ans (c)  $t=15$  ans (d)  $t=15,99$  ans.

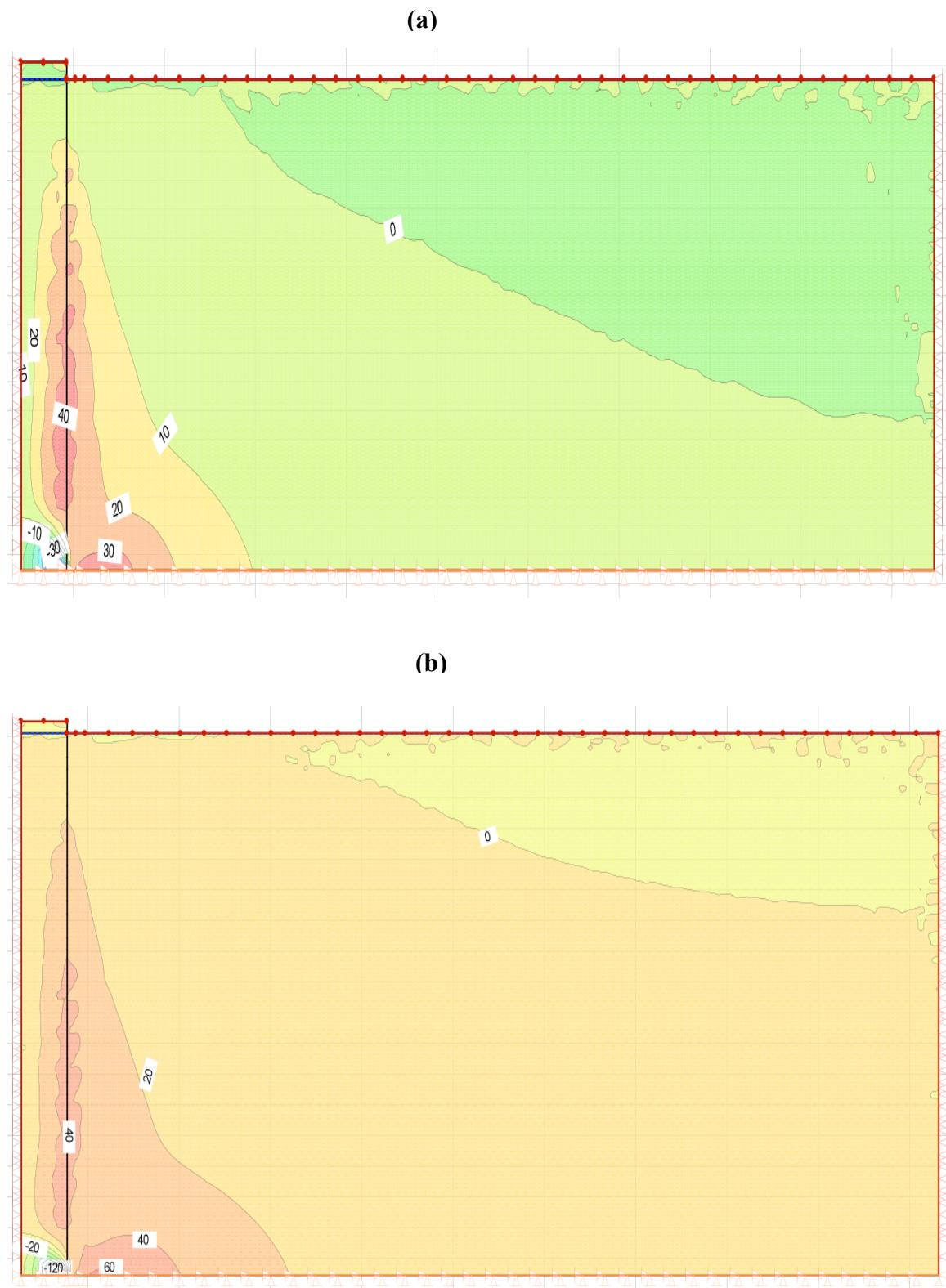


Figure 5-31 : Isocontours des contraintes de cisaillement (kPa) (a)  $t=10,99$  ans (b)  $t=15,99$  ans

La contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{\max}$  ( $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ) dans les résidus est surtout visible proche de l'interface entre l'inclusion et les résidus. Cette contrainte s'estompe rapidement quand on s'éloigne de l'interface. Les contraintes de cisaillement à la fin de l'année 15 (figure 5-31b) sont légèrement plus élevées qu'à la fin de l'année 10 (figure 5-31a).

La pression interstitielle totale à la base du bassin de résidus en fonction du temps écoulé, de  $t=0$  à  $t=16$  ans, est illustrée à la figure 5-32 pour différentes distances horizontales.

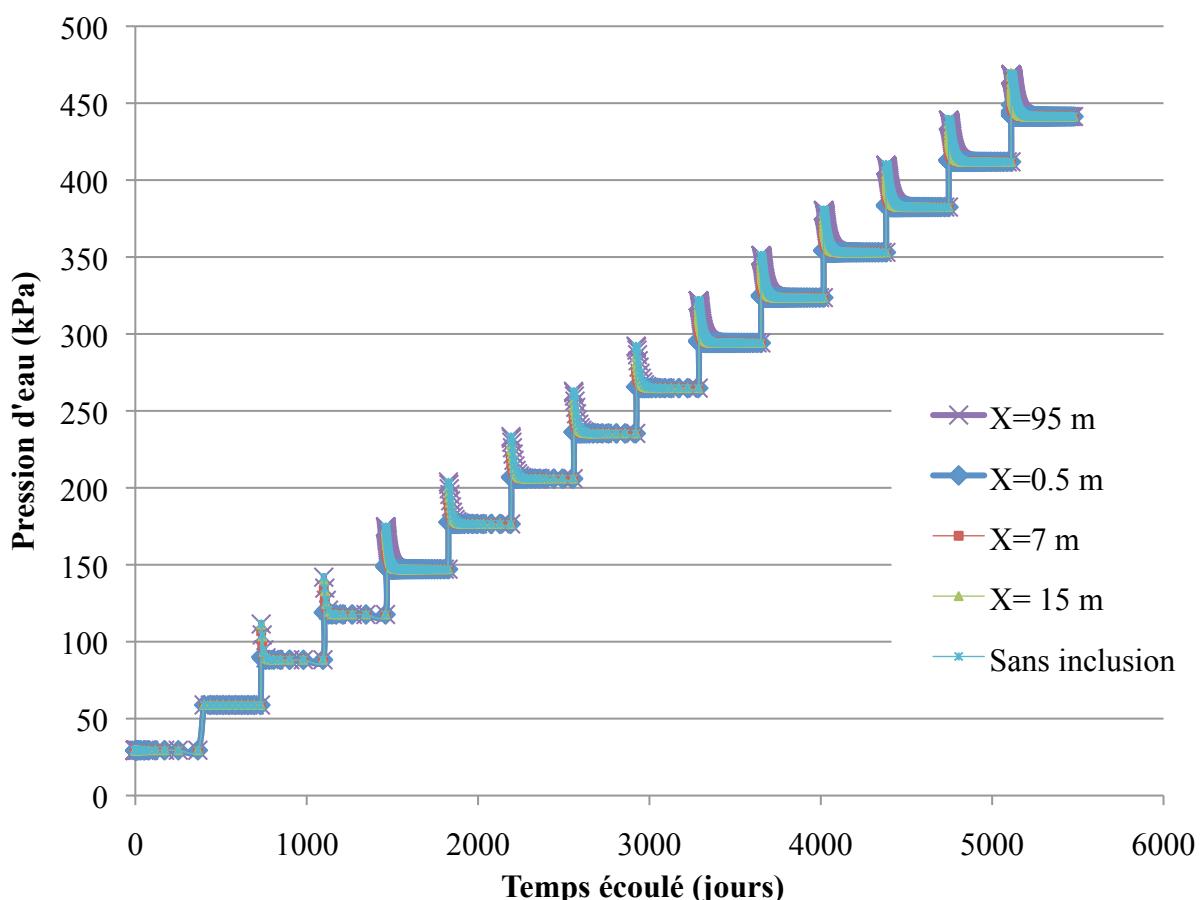


Figure 5-32 : Pression interstitielle à la base du bassin de résidus pour  $t=0$  à  $t=16$  ans, pour différentes distances horizontales  $X$ .

La figure 5-33 montre des agrandissements de la figure 5-33 à différents temps.

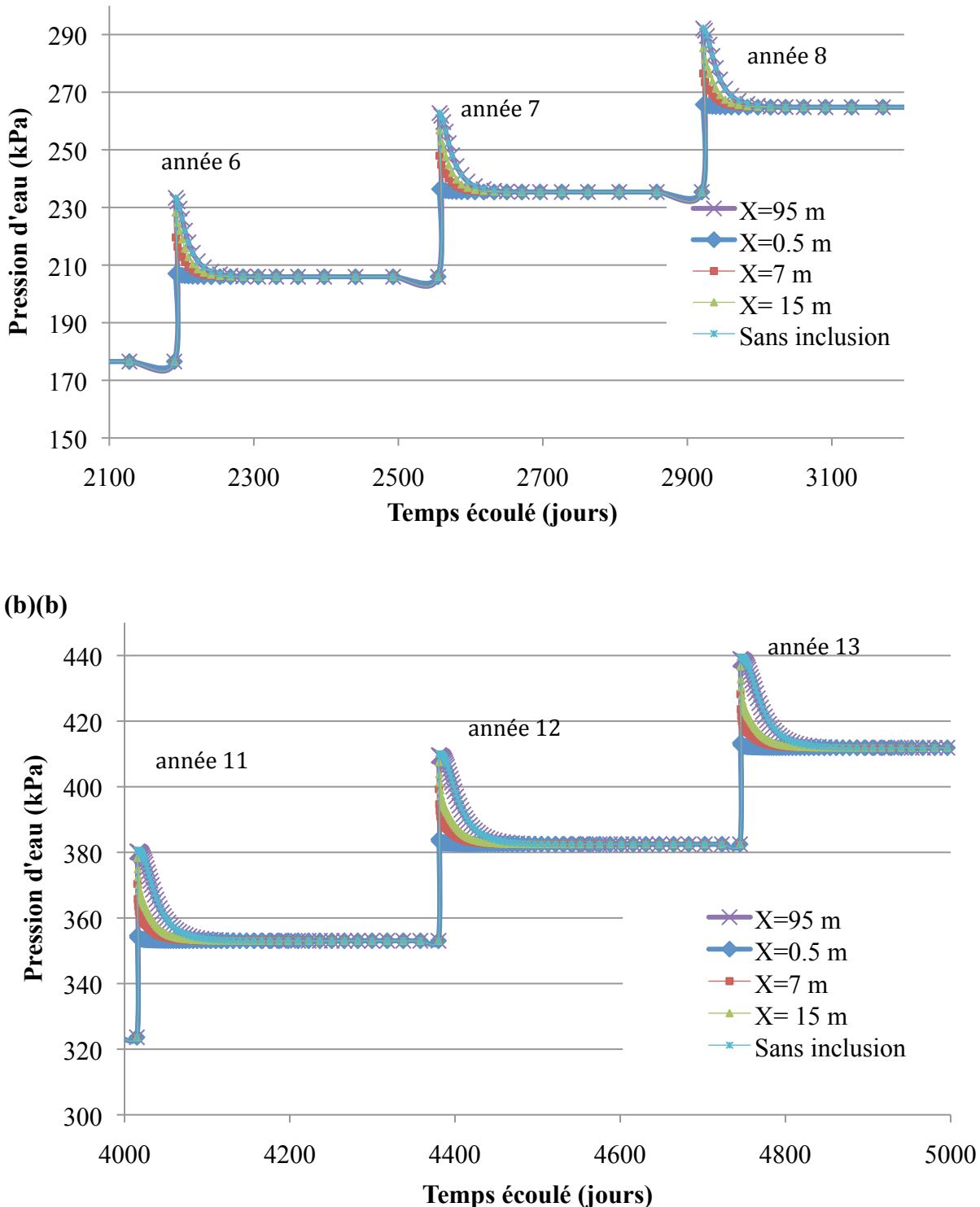


Figure 5-33 : Pression interstitielle à la base du bassin de résidus pour différentes distances horizontales X. (a)  $t=6$  à  $t=8,99$  ans (b)  $t=11$  à  $t=13,99$  ans,

Aux figures 5-32 et 5-33, on constate que la pression d'eau dans les résidus augmente lors de l'application d'une nouvelle couche de résidus. Après la déposition, la pression d'eau à l'intérieur des résidus commence à descendre pour atteindre un palier correspondant à la pression hydrostatique lorsque la pression en excès est dissipée. La pression hydrostatique est atteinte avant la fin de l'année, ce qui empêche la création de grandes surpressions dans les résidus pour le cas de base. La pression en excès se dissipe très rapidement les premières années, mais elle prend plus de temps vers la fin lorsque l'épaisseur totale des résidus devient plus grande. Les courbes sont différentes selon la distance à partir de l'interface des inclusions (tel que montré à la figure 5-33a et b).

Le degré de consolidation des résidus  $U\%$  en fonction du temps a été calculé à diverses distances horizontales à partir des inclusions drainantes lors de la déposition des couches 5, 10 et 15 à partir des données sur la pression interstitielle dans les résidus et l'équation (2-1). Ces résultats sont présentés aux figures 5-34 et 5-35. Ces figures permettent d'évaluer le temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau excédentaires ( $\Delta u$ ) et atteindre la pression hydrostatique. Il est aussi possible d'estimer l'ampleur de la zone d'influence des inclusions en évaluant la distance horizontale à partir des inclusions où le temps de consolidation des résidus n'est plus affecté par l'inclusion.

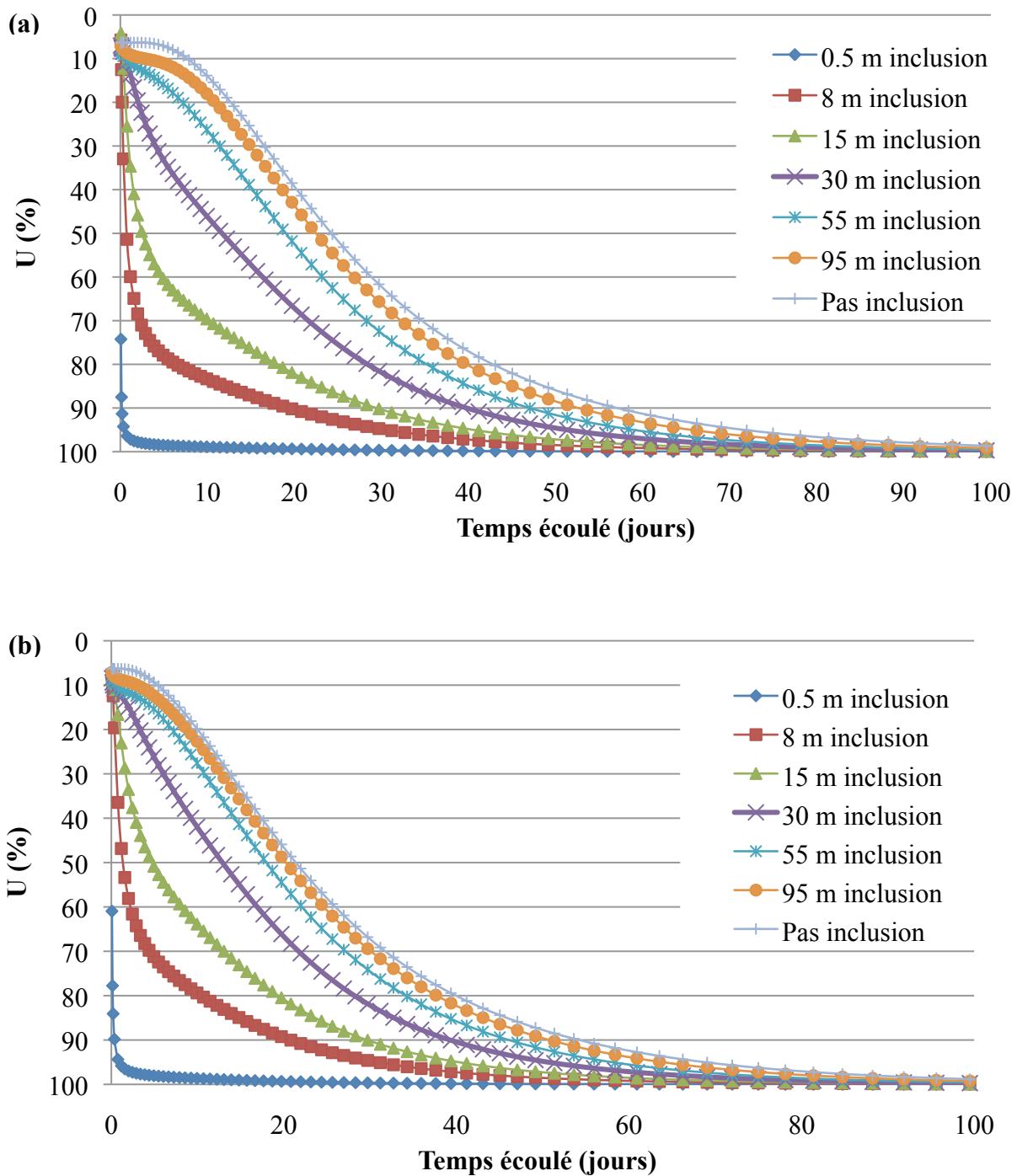


Figure 5-34 : Degré de consolidation (%) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15 à différentes distances horizontales X (a) : Points situés à la base des résidus (b) Points situés au milieu des résidus (Y=22,5 m).

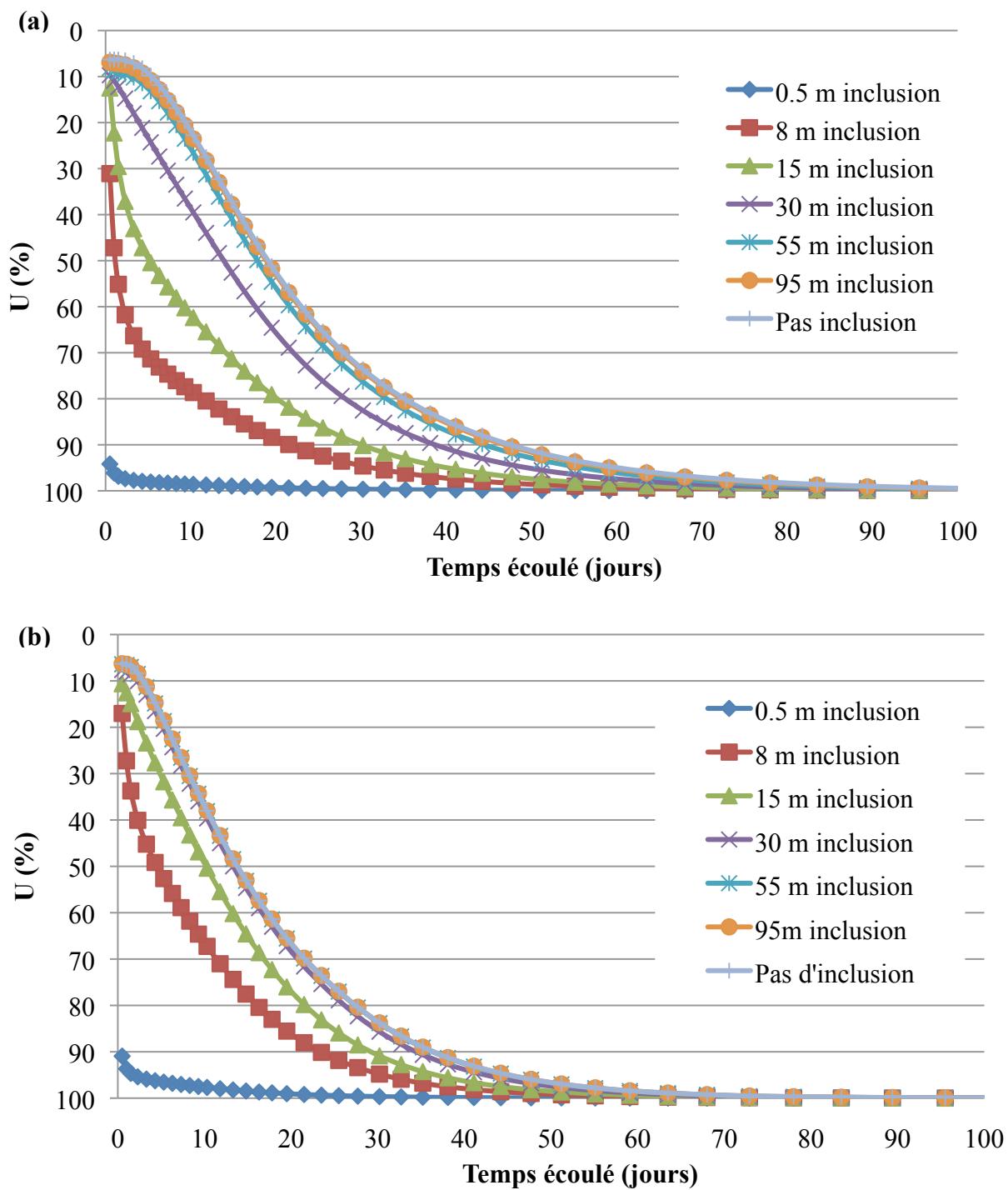


Figure 5-35 : Degré de consolidation (%) en fonction du temps (jours) à la base du bassin lors de la déposition à différentes distances horizontales X (a) : Couche déposée à l'année 10 (b) : Couche déposée à l'année 5.

Le temps pour dissiper  $\Delta u$  pour des points situés à la base des résidus est illustré aux figures 5-34a, 5-35a et 5-35b. Le temps nécessaire pour dissiper  $\Delta u$  à la base des résidus est très faible à proximité des inclusions drainantes et il augmente lorsqu'on s'éloigne des inclusions jusqu'à atteindre un plateau correspondant au temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles dans un cas sans inclusion drainante. À proximité des inclusions, la dissipation de  $\Delta u$  se fait en moins d'un jour. À la base du bassin lors de la déposition de la 15<sup>e</sup> couche (figure 5-34a), le temps sans inclusion est d'environ 60 jours pour dissiper 90 % des surpressions et 90 jours pour dissiper le reste. La zone d'influence des inclusions dans ce cas est supérieure à 95 m puisque la courbe de dissipation du point à une distance horizontale de 95 m est plus rapide que celle pour le cas sans inclusion.

À la figure 5-34b, on constate que le temps requis pour atteindre un certain degré de consolidation pour un point situé à la mi-hauteur des résidus (22,5 m) est similaire au temps nécessaire pour un point situé à la base des résidus (45 m) lors de la déposition de la dernière couche. La pression d'eau sera généralement présentée pour des points à la base des résidus dans la suite du document (aussi chapitre 6).

Aux figures 5-35a et 5-35b, on constate que le temps pour dissiper  $\Delta u$  à la base des résidus lors de la déposition des couches 5 et 10 est plus court que pour la couche 15. Le temps de dissipation pour le cas sans inclusion et le point situé à 95 m sont identiques pour les couches 5 et 10. Cela signifie que pour les couches 5 et 10, les inclusions n'accélèrent plus le temps de dissipation à une distance de 95 m. Lors de la mise en place de la couche 10, la zone d'influence des inclusions sur le temps de dissipation des pressions en excès est supérieure à 60 m, (mais elle est inférieure à 95 m, figure 5-35a). Lors de la mise en place de la couche 5, la zone d'influence des inclusions est supérieure à 30 m. Cela confirme les tendances observées sur les isocontours (figures 5-29, 5-30).

Les tableaux 5.9a et 5.9b montrent le temps nécessaire (en jours) pour atteindre des degrés de consolidation de 50% et 90% à la base et à la mi-hauteur des résidus. Ces temps sont comparés aux cas sans inclusion. Cela permet de confirmer les observations précédentes.

En raison de la vitesse de déposition relativement lente et au drainage assez rapide des résidus, les résultats pour le cas de base ne sont pas comparés à la solution de Gibson, puisque cette solution indique que la pression demeure hydrostatique (pour une vitesse continue de 3m/an). Une telle comparaison sera présentée au chapitre 6 pour d'autres conditions.

Tableau 5.9: Temps nécessaire (jours) pour atteindre  $U= 50\%$  et  $U=90\%$  pour des points situés à différentes distances horizontales  $X$  (m). La partie colorée représente la limite approximative de la zone où l'inclusion affecte le temps de dissipation des pressions d'eau (a) : Points situés à la base du bassin. (b) : Points situés à la mi-hauteur du bassin de résidus.

(a)

		Distance horizontale X (m)						
		0,5	7	15	30	55	95	Sans inclusion
Couche 5	T 50 % Base	-----	4,5	10,3	13,3	14	14	14
	T 90 % Base	0,5	23,5	30,2	35,2	36	36	36
Couche 10	T 50% Base	-----	1,2	5,3	14	18	19	19
	T 90 % Base	0,3	21,5	30,2	39,5	44,5	47	47
Couche 15	T 50% Base	-----	0,75	2,5	12	19	22,5	24
	T 90 % Base	0,2	19,71	29,71	40	47	52	58

(b)

		Distance horizontale X (m)						
		0,5 m	7	15	30	55	95	Sans inclusion
Couche 5	T 50 % Millieu	-----	7	10,3	13	13	13	13
	T 90 % Millieu	1,2	23	27	32,7	34	34	34
Couche 10	T 50% Millieu	-----	2,5	7,5	14	17	18	18
	T 90 % Millieu	0,5	22,5	30	38	44	47	47
Couche 15	T 50% Millieu	-----	1,2	4,5	12,5	18	20	21
	T 90 % Millieu	0,4	20,81	29,71	40	47	51	54

Aux tableaux 5.9a et 5.9b, on constate que le temps nécessaire pour obtenir des degrés de consolidation de 50% et 90% diminue pour les endroits proches des inclusions drainantes. Ces résultats confirment que les inclusions drainantes accélèrent le temps de consolidation des résidus miniers.

Il y a une distance horizontale dans les résidus où les temps de dissipation avec inclusion deviennent similaires au cas sans inclusion. À partir de ce point, le temps de dissipation reste constant quand on s'éloigne des inclusions. Cette distance correspond à la zone d'influence des inclusions. Ces distances approximativent sont indiquées en orange au tableau 5-9. Pour une hauteur de résidus de 15 m (couche 5), ce point est situé au-delà de 30 m; pour une hauteur de résidus de 30 m (couche 10), ce point est situé au-delà de 55 m; pour une hauteur de résidus de 45 m (couche 15), ce point est situé au-delà de 95 m. La zone d'influence à l'année 15 serait donc un peu supérieure à la dimension du modèle.

Pour les points situés à l'intérieur de la zone d'influence, le temps de dissipation des pressions d'eau diminue avec la hauteur. Par exemple, pour obtenir un degré de consolidation de 90 % à 7 m de l'inclusion à la base des résidus, cela prend environ 19,7 jours à l'année 15, 21,5 jours à l'année 10 et 23,5 jours à l'année 5. Par contre, lorsque les points sont situés au-delà de la zone d'influence des inclusions (ou pour le cas sans inclusion) le temps de dissipation augmente avec le nombre de couches antérieures. Par exemple, pour obtenir un degré de consolidation de 90 % à 95 m de l'inclusion à la base des résidus, cela prend 52 jours à l'année 15, 47 jours à l'année 10 et 36 jours à l'année 5.

On observe donc que les inclusions ont une influence sur le temps de consolidation des résidus et que cette zone d'influence varie avec le temps et la hauteur des résidus. Plus les résidus sont épais, plus la zone d'influence est grande. Pour ce cas étudié, la zone d'influence semble s'étendre sur une distance horizontale entre 2-2,5 fois la hauteur des inclusions.

Lorsqu'un point est situé à l'intérieur de la zone d'influence de l'inclusion, le drainage horizontal accélère la consolidation. Pour des points situés à la même distance horizontale  $X$  à l'intérieur de la zone d'influence, la consolidation s'effectue plus rapidement pour des résidus plus épais puisque l'effet de drainage horizontal y est plus prononcé. Ce qui explique pourquoi le temps de dissipation des pressions d'eau diminue avec le nombre de couches antérieures.

Lorsqu'un point est situé à l'extérieur de la zone d'influence de l'inclusion, il n'y a pas de drainage horizontal et la consolidation se fait seulement dans la direction verticale. Par conséquent, la distance de drainage est plus faible lorsqu'il y a moins de résidus (i.e moins épais). Cela explique pourquoi le temps de dissipation des pressions d'eau augmente avec le nombre de couches antérieures hors de la zone d'influence des inclusions.

### 5.2.5 Discussion sur la zone d'influence de l'inclusion

Aux sections 5.2.3 et 5.2.4, le concept de zone d'influence des inclusions de roches stérile a été utilisé pour définir l'extension de la portion des résidus qui est affectée par ces inclusions. Les résultats présentés indiquent que l'on peut définir cette zone de deux façons distinctes. La première définition de la zone influence est basée sur l'ampleur des déformations (et des tassements) qui dépend alors de l'état des contraintes effectives à l'équilibre; dans ce cas, le temps n'a pas d'influence sur l'ampleur de cette zone. La deuxième définition est basée sur le degré de consolidation, qui dépend alors de la dissipation des surpressions et donc de la vitesse de drainage. L'extension de ces deux zones est différente, comme on l'a vu (voir figures 5-23 et 5-29). La première zone est généralement plus localisée et elle ne change pas en fonction du temps, tandis que la deuxième zone est fortement dépendante du temps et des propriétés des résidus.

La première zone d'influence ne dépend que de l'ampleur de la déformation, qui elle varie avec la contrainte totale (locale), la pression d'eau à l'équilibre (qui contrôle la contrainte effective) et la déformabilité des résidus (via  $C_C$ ,  $a_v$  ou  $E$ ). L'ampleur de cette zone ne dépend pas de  $k_{sat}$  ou

de  $c_v$  et elle est donc indépendante du temps. Cette zone d'influence est également peu influencée par l'épaisseur des résidus.

La zone d'influence liée à l'évolution des pressions d'eau est fortement dépendante du temps, via l'effet de  $c_v$  (qui inclue l'effet de  $k_{sat}$  et  $m_v$  ou  $a_v$ ). Cette zone, qui est liée à la vitesse de consolidation, et donc à la direction dominante du drainage en présence d'inclusions (latéralement ou verticalement), s'étend ici jusqu'à environ deux fois l'épaisseur des résidus. Cette zone n'est pas directement affectée par l'ampleur de la déformation. Dans cette étude, l'effet de cette dernière zone est plus important que l'effet de la première, car l'effet bénéfique des inclusions est d'abord relié à la dissipation des pressions d'eau interstitielles en excès.

## CHAPITRE 6 - ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Le chapitre précédent a présenté les résultats de la simulation sur la consolidation de résidus miniers aux abords d'une inclusion de roches stériles. La géométrie a été simplifiée et des valeurs moyennes ont été adoptées pour certains paramètres (tels la conductivité hydraulique saturée et l'indice de compression). Ce chapitre présente les résultats d'une analyse paramétrique basée sur le cas de base présenté à la section 5.2. Le modèle conceptuel a été présenté à la section 5.2.1 (voir figure 5-21).

Cette analyse paramétrique permet de quantifier l'impact de diverses caractéristiques sur les résultats, incluant le déplacement en surface des résidus, le temps de dissipation des pressions d'eau en excès et l'ampleur de la zone d'influence des inclusions sur la consolidation des résidus. Cette zone d'influence est définie ici comme étant la distance maximale à partir de laquelle le comportement des résidus devient similaire au comportement des résidus sans inclusion. Cette zone d'influence est évaluée à partir du paramètre le plus affecté par les inclusions, soit le temps de dissipation des pressions en excès. Dans cette étude paramétrique, un seul paramètre est varié à la fois pour bien saisir son impact. Sept paramètres ont été identifiés comme pouvant avoir un effet significatif sur les résultats, soit la loi de comportement (cas 1), la conductivité hydraulique saturée des résidus  $k_{sat}$  (cas 2), l'indice de compression  $C_C$  (cas 3), le module de Young  $E$  des inclusions contrôlant leur rigidité (cas 4), la présence d'une zone de transition (cas 5), la forme des inclusions (cas 6) et la vitesse de remplissage (cas 7). La liste des cas analysés, avec les valeurs des paramètres utilisées, est présentée au tableau 6.1. Seules les valeurs changées par rapport au cas de base sont indiquées au tableau 6.1. Les caractéristiques du cas de base ont été présentées à la section 5.2.2 et ils sont montrés au tableau 5.8.

Tableau 6.1 : Caractéristique des analyses effectuées avec les valeurs des paramètres utilisées.

	Paramètres variés	Valeurs utilisées				Valeur de base
Cas 1	Modèle de comportement des résidus	Cas 1-1: EP				CCM
Cas 2	$k_{\text{sat}}$ (cm/s)	cas 2-1: $1,70*10^{-4}$		cas 2-2: $1,70*10^{-6}$		$1,70*10^{-5}$
Cas 3	$C_c$	cas 3-1: $1,1*10^{-1}$		cas 3-2: $4,6*10^{-2}$		$6,9*10^{-2}$
Cas 4	E (mPa)	cas 4-1: 5		cas 4-2: 50		50 000
Cas 5	Largeur zone transition (m)	cas 5-1: 1	cas 5-2: 2,5	cas 5-3: 2,5	cas 5-4: 5	0
	Facteur de réduction de $k_{\text{sat}}$ dans la zone	cas 5-1: 100	cas 5-2: 100	cas 5-3: 1000	cas 5-4: 100	0
Cas 6	Forme des inclusions	cas 6-1: Trapèze				Rectangle
Cas 7	Vitesse de remplissage	cas 7-1: 2 (m/an) instantané	cas 7-2: 4 (m/an) instantané	cas 7-3: 3 (m/an) progressif	3 (m/an) instantané	

## 6.1 Modèle de comportement Élastique Plastique (cas 1)

Le cas de base présenté à la section 5.2 a été analysé avec le modèle de comportement CCM. Le premier cas analysé dans cette étude paramétrique modifie la loi de comportement des résidus en adoptant un modèle EP. À la section 5.1.6, il a été démontré qu'il est possible de reproduire un essai de consolidation avec des résidus ayant un modèle de comportement Élastique Plastique (EP) suivant le critère de plasticité de Mohr Coulomb. L'angle de friction effectif  $\phi'$  et le poids unitaire des résidus sont les valeurs utilisées dans le modèle CCM (voir tableau 5.8). L'angle de dilatance  $\psi$  et la cohésion  $c'$  des résidus ont été pris comme étant nuls. Le module de Young  $E$  est défini en fonction de l'élévation. Cette fonction est similaire à celle définie à la figure 5.14. Les isocontours de déplacement cumulatifs et de déformations verticales sont présentés aux figures 6-1 à 6-3 pour différents temps de déposition. Celles-ci permettent d'observer les particularités du modèle EP. Les temps de déposition représentés sont : à la fin de la période de déposition de la 5<sup>e</sup> couche  $t=5,99$  ans (fig. 6-2), immédiatement après la déposition de la couche 15,  $t=15$  ans (fig. 6-3) et à la fin de la période de déposition de la couche 15,  $t=15,99$  ans (fig. 6-4).

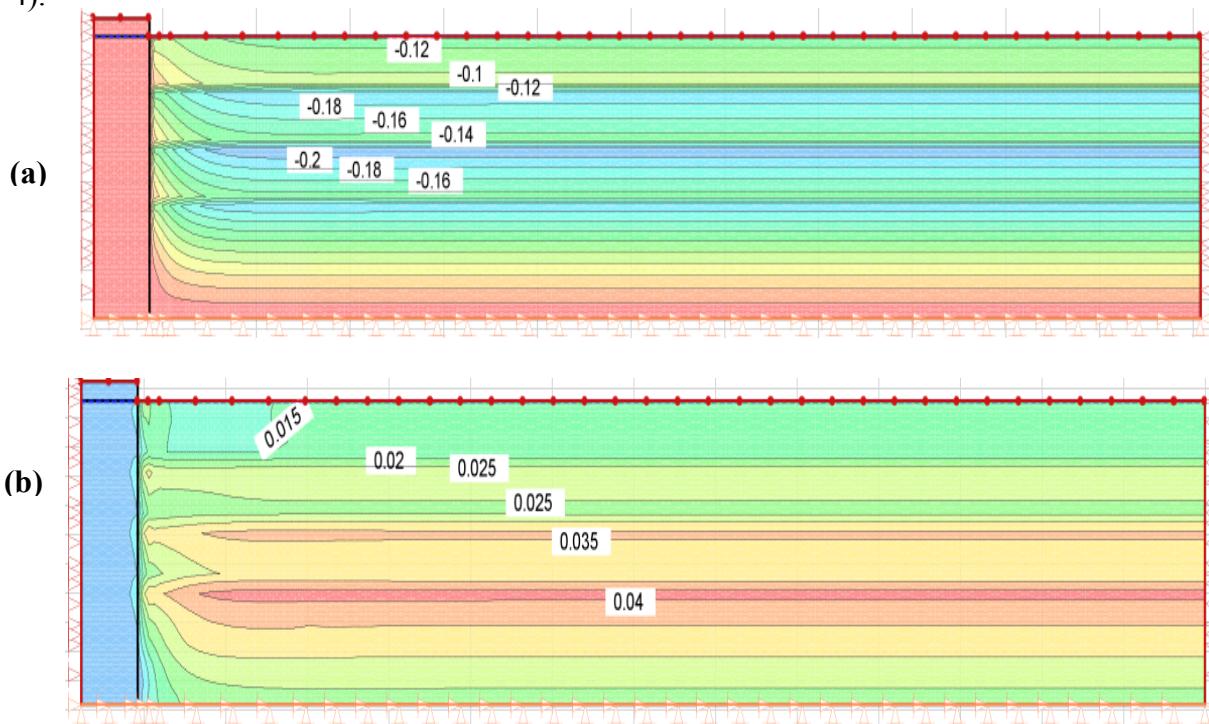


Figure 6-1 : Isocontours au temps  $t=5,99$  ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP). (a) Déplacement vertical cumulatif 5<sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale (Y).

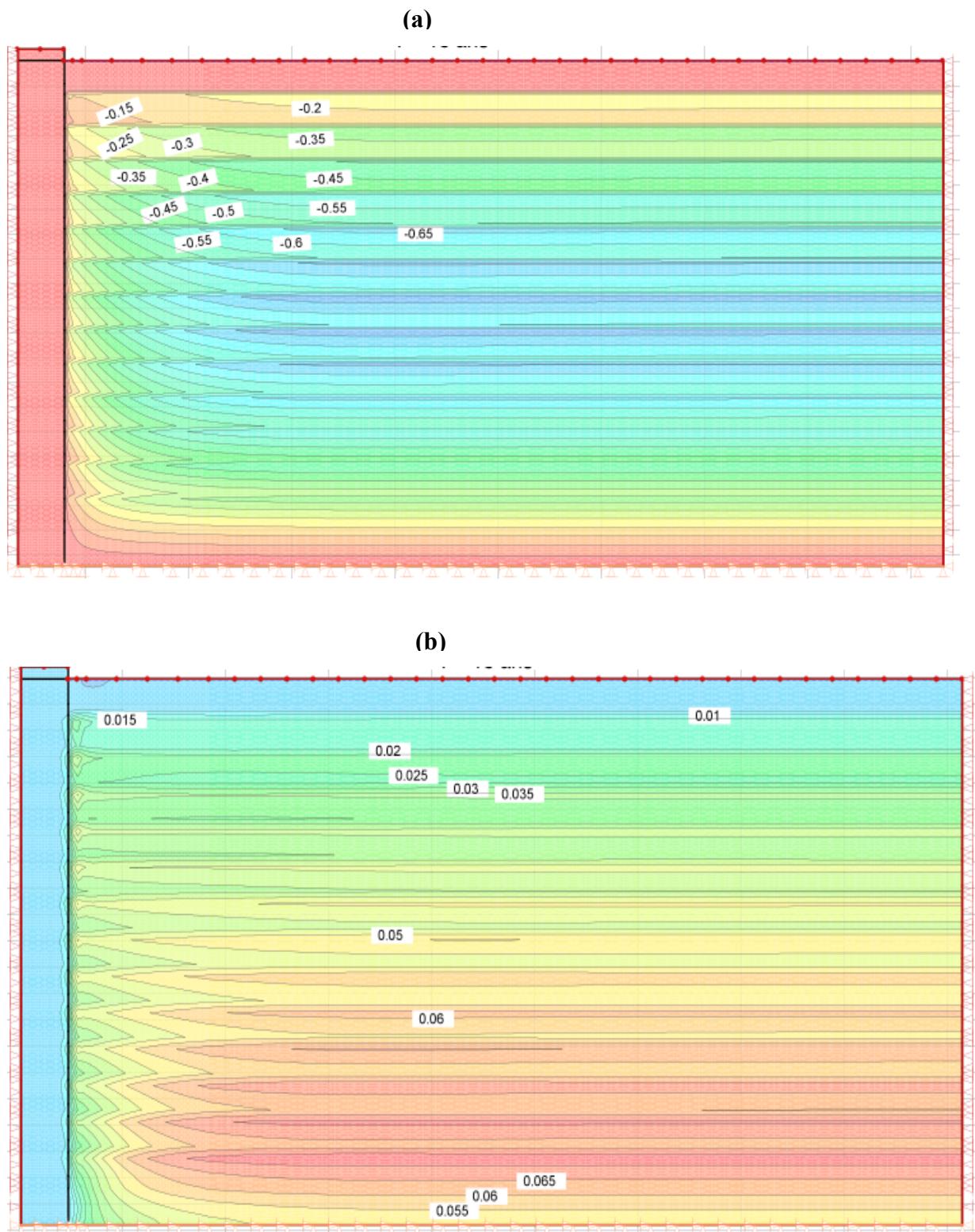


Figure 6-2 : Isocontours au temps  $t=15$  ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP).  
(a) Déplacement vertical cumulatif 15<sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale (Y).

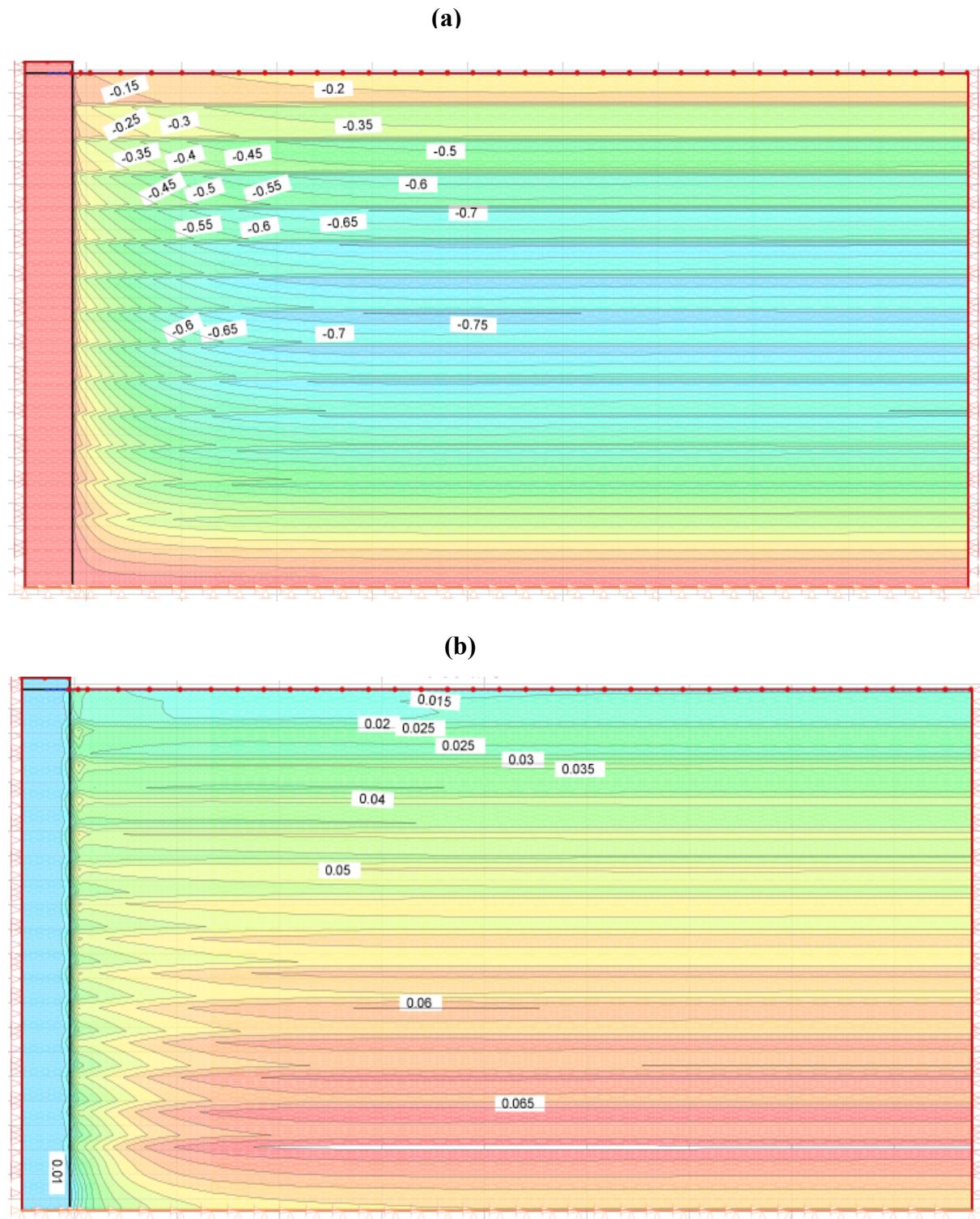


Figure 6-3 : Isocontours au temps  $t=15.99$  ans pour le cas 1-1 (modèle de comportement EP).  
 (a) Déplacement vertical cumulatif 15<sup>e</sup> couche (m) (b) Déformation verticale ( $Y$ ).

Les figures 6-1 à 6-3 montrent quelques différences entre les modèles de comportement EP (Mohr Coulomb) et CCM. Les déplacements en surface à la fin de l'année 15 ( $t=15,99$  ans) pour le modèle EP sont d'environ 20 cm, ce qui est comparable au tassement simulé par le modèle CCM. Par contre, les déplacements simulés par les deux modèles sont différents lorsqu'on s'éloigne des inclusions ( $X=2$  m) et de la surface des résidus (3 m sous la surface des résidus). Dépassé ces distances, les déplacements deviennent plus élevés avec le modèle EP (figure 6-3) comparé au modèle CCM (figure 5-25).

Pour le modèle EP les déplacements et les déformations sont réduits à proximité des inclusions sur une distance allant jusqu'à 30-40 mètres. Cet effet est représenté sur les figures 6-1a à 6-3a par un changement de la direction et de la magnitude des isocontours à proximité des inclusions. Pour le modèle CCM cet effet était visible sur les isocontours sur une distance d'environ 10 mètres (figures 5-23a à 5-25a). Cela signifie que les inclusions ont un effet plus prononcé sur le tassement avec le modèle EP comparé au modèle CCM (où l'effet était moins prononcé). Similairement, les déformations sont réduites à proximité des inclusions sur environ 30-40 mètres dans le modèle EP (figures 6-1b à 6-3b). Pour le modèle CCM, cet impact était visible sur les isocontours sur une distance d'environ 10 mètres (figures 5-23b à 5-25b).

On constate donc qu'avec le modèle EP, les inclusions ont une influence plus prononcée sur la déformation et le déplacement que pour le modèle CCM.

La figure 6-4 montre le tassement et la déformation verticale Y de la surface des résidus en fonction de la distance horizontale pour le modèle de comportement EP (Mohr Coulomb). Les résultats sont présentés pour différentes périodes de temps après la fin de la mise en place des résidus (avant le dépôt de la prochaine couche).

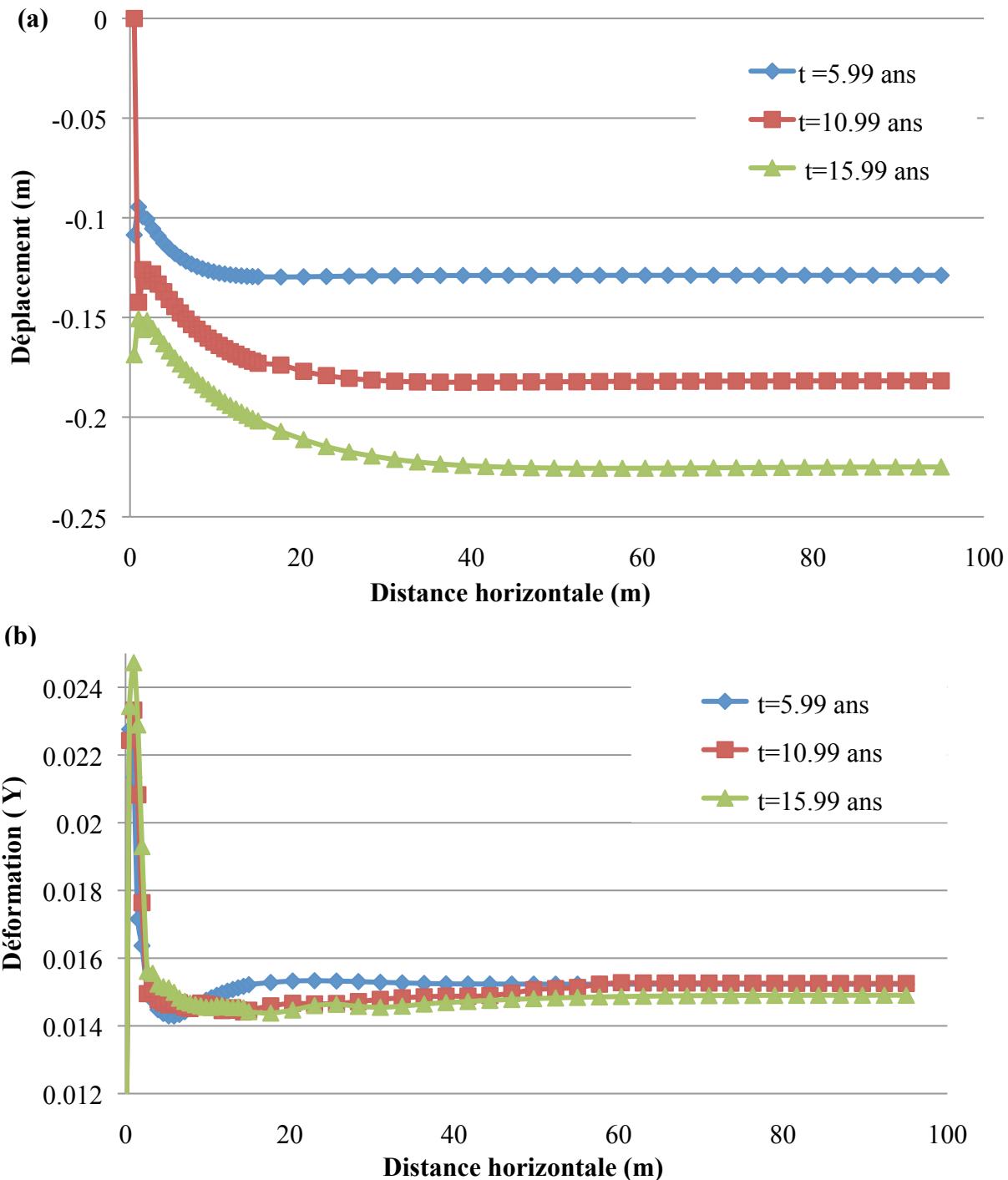


Figure 6-4 : (a) Déplacement vertical à la surface des résidus en fonction de la distance horizontale (de  $X=0$  à 95 m) aux temps  $t=5,99$  ans,  $10,99$  et  $15,99$  ans. Cas 1-1 (modèle EP). (a) (b) Déformation verticale (Y) correspondante.

On constate à la figure 6-4 que les inclusions drainantes composées de roches stériles ont un effet considérable sur le déplacement et les déformations verticales des résidus avec le modèle EP. Le déplacement est plus prononcé en surface pour des épaisseurs de résidus plus élevées. À la fin de la dernière année ( $t=15,99$  ans), l'effet des inclusions se fait sentir sur environ 45 m, où les tassements sont réduits d'environ 8 cm. À la fin de l'année 10 ( $t=10,99$  ans), on observe une réduction de 5 cm sur une distance de 30 m. À la fin de l'année 5 ( $t=5,99$  ans), on observe une réduction de 3 cm sur une distance de 15 m. La zone de réduction des déformations est similaire à celle des déplacements. Pour le modèle CCM (figure 5-26), la zone d'influence des inclusions sur les déplacements et les déformations était presque indépendante de la hauteur des stériles (10 à 15 m peu importe l'épaisseur des résidus) et réduisait le tassement très faiblement.

Les figures 6-5 à 6-7 permettent de comparer les déplacements cumulatifs et la déformation verticale pour les modèles CCM et EP à la fin de la période de déposition de la dernière couche de résidus ( $t=15,99$  ans). Les figures représentent ces valeurs pour des sections verticales (élévation mesurée à partir de la base des résidus) pour différentes distances horizontales. Ces sections verticales sont prises à des distances  $X=2$  m, 15 m et 75 m.

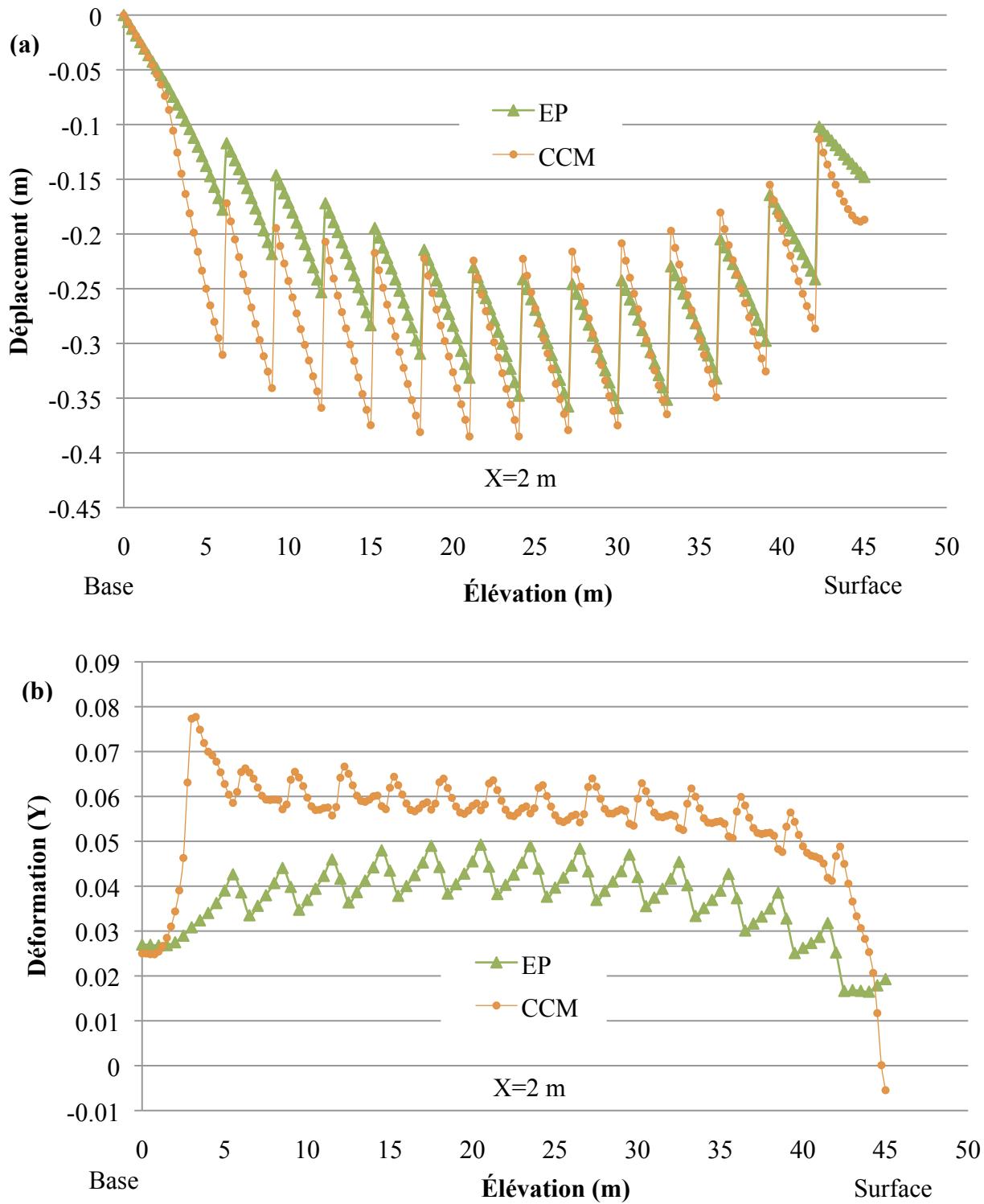


Figure 6-5 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à  $X=2$  m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps  $t=15,99$  ans sur : (a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).

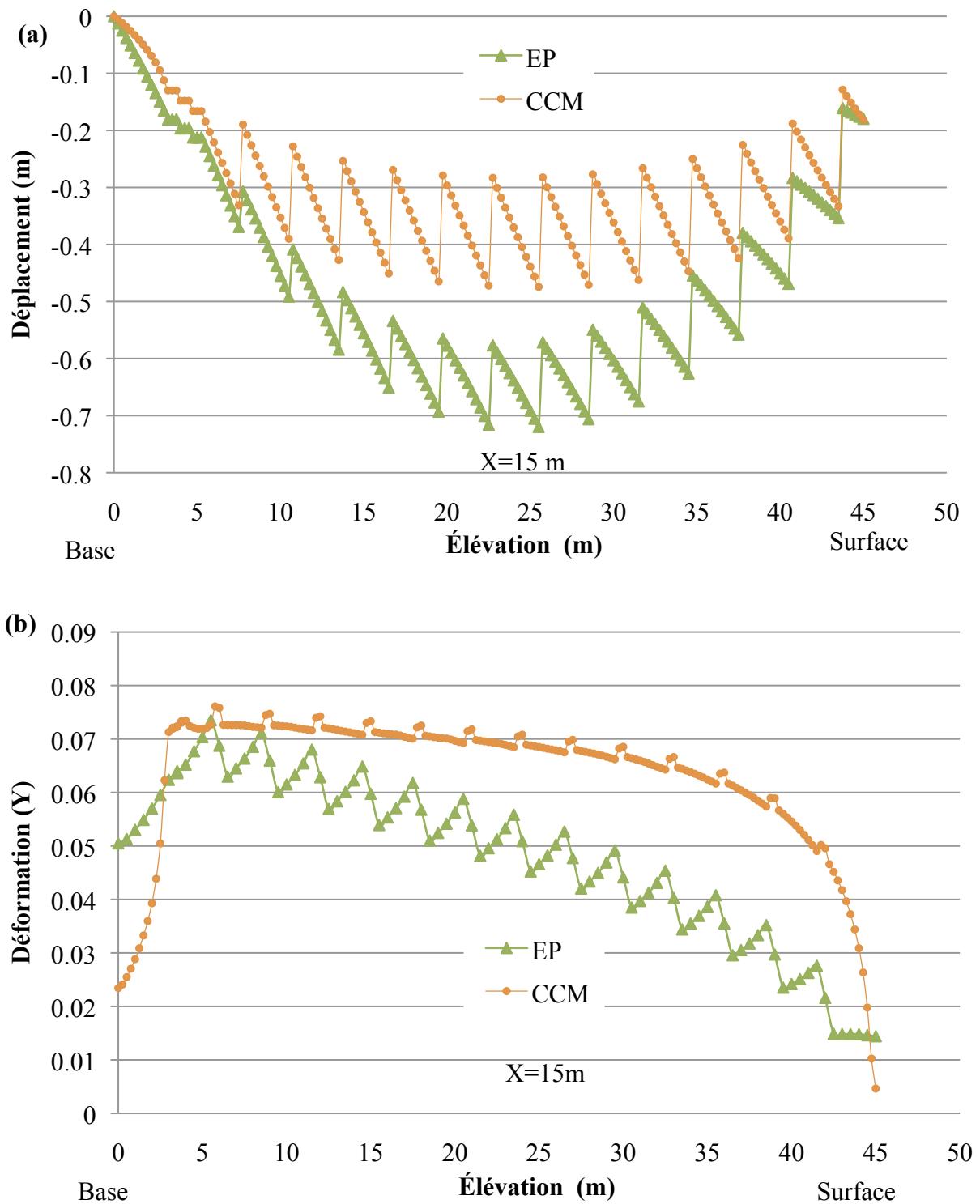


Figure 6-6 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à  $X=15$  m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps  $t=15,99$  ans sur : (a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).

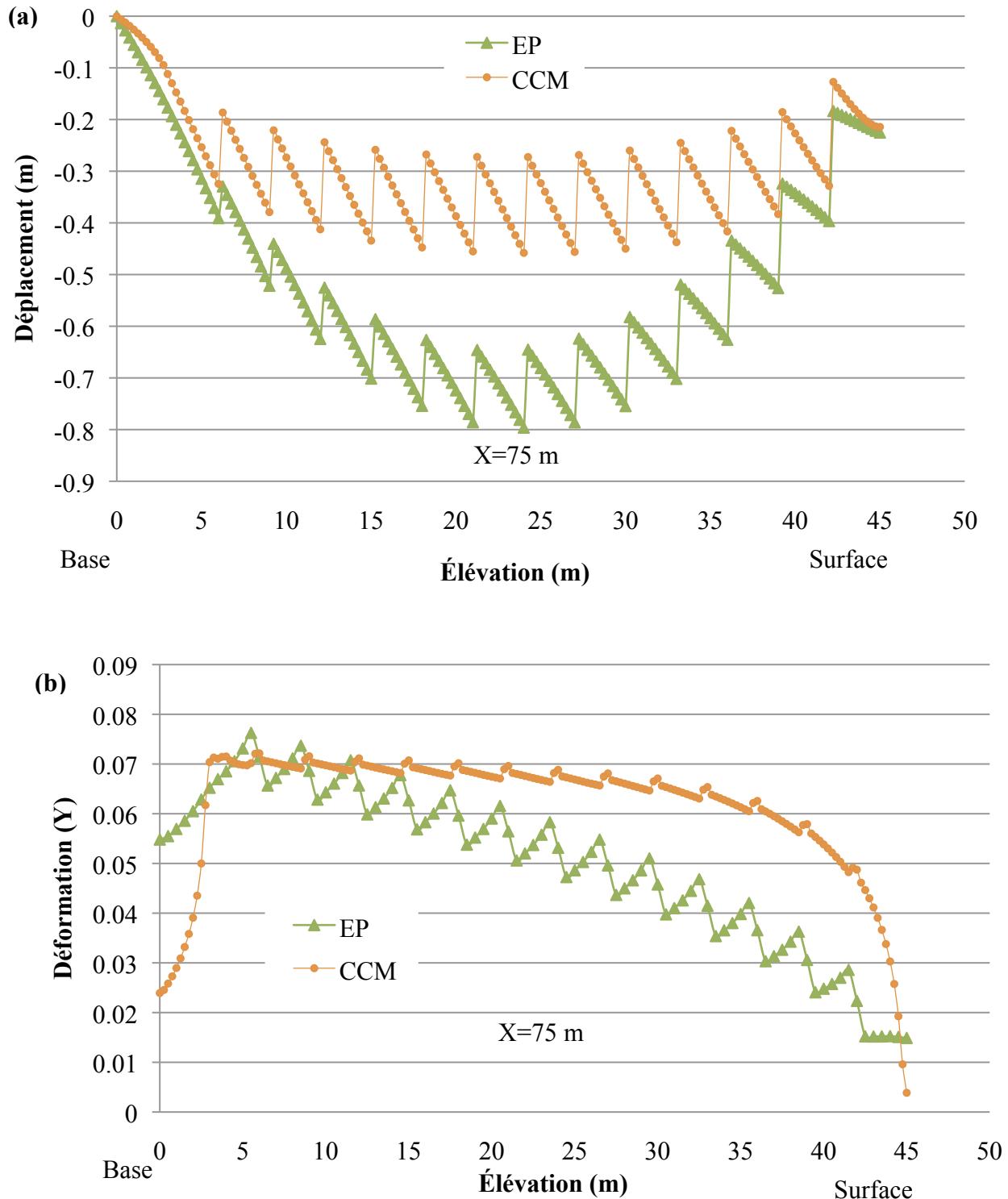


Figure 6-7 : Effet de la loi de comportement (cas 1-1) pour une section verticale prise à  $X=75$  m, en fonction de l'élévation (mesuré à partir de la base des résidus) au temps  $t=15,99$  ans sur : (a) déplacement vertical (m), (b) déformation verticale (Y).

À la figure 6-5 (pour une section verticale à  $X=2$  m), on constate que les déplacements et les déformations verticales après 15,99 ans sont moins élevés ( $Z=0$  à 45 m) pour le modèle EP comparé au modèle CCM. Des tassements en surface de 15 cm et des tassements maximaux de 35 cm à la mi-hauteur ( $Y=22,5$  m) sont obtenus pour le modèle EP, comparé à 18 et 37 cm pour le modèle CCM. Les déformations verticales du modèle EP sont plus faibles, mais les courbes sont parallèles avec des tendances similaires.

Les figures 6-5 à 6-7 montrent que les déplacements en surface et à la base des résidus sont très similaires pour les modèles CCM et EP à  $X=2$  m, 15 m et 75 m. Le modèle EP produit des déplacements plus importants que le modèle CCM à l'intérieur des résidus lorsqu'on s'éloigne des inclusions. Le modèle CCM engendre un déplacement plus petit des couches sous-jacentes suite à l'ajout d'une nouvelle couche. Par exemple, selon les figures 6-6 et 6-7 pour le modèle EP, les déplacements et les déformations verticales à  $X=15$  m et  $X=75$ , pour une élévation  $Z$  de 0 à 45 m augmentent considérablement quand on s'éloigne des inclusions drainantes. Il y a des différences de tassement allant de 5-10 cm à la mi-hauteur entre les sections situées à  $X=15$  m et  $X=75$  m (pour  $Z=0$  à 45 m). Il y a une différence de tassement pouvant aller jusqu'à 30-35 cm à la mi-hauteur entre les sections situées à  $X=2$  m et  $X=15$  m (figures 6-6a et 6-7a).

Pour le modèle CCM, les sections à  $X=15$  m et  $X=75$  m, sont identiques pour une même élévation  $Z=0$  et 45 m (figures 6-6a et 6-7a). Pour une même élévation ( $Z=0$  à 45 m), les sections situées à  $X=2$  m et  $X=15$  m (figures 6-5a et 6-6a) ont des écarts très faibles avec le modèle CCM. Cela signifie que la zone d'influence des inclusions rigides sur le tassement est petite avec le modèle CCM puisque les tassements à  $X=2$  m,  $X=15$  m et  $X=75$  m sont très similaires avec le modèle CCM, ce qui n'est pas le cas avec le modèle EP. La zone d'effet des inclusions rocheuses sur le tassement est beaucoup plus prononcée avec le modèle de comportement EP puisqu'il y a une bonne différence entre les tassements à  $X=2$  m,  $X=15$  m, et  $X=75$  m.

On constate que l'évolution des déformations verticales Y à l'intérieur des résidus varie entre le modèle CCM et EP. À X=2 m, la déformation verticale (Y) est similaire de Z=0 à 45 m, avec quelques différences à la base et au sommet du modèle (figure 6-5b). Cela semble causé par la proximité des inclusions influençant la déformation des résidus. Lorsqu'on s'éloigne des inclusions (X=15 m et X=75 m), on constate des différences plus marquées entre les deux modèles. Avec le modèle CCM, la déformation verticale varie selon une courbe. Les courbes à X=15 m et X=75 m sont identiques, ce qui signifie que l'on est en dehors de la zone d'influence des inclusions sur la déformation des résidus. Pour le modèle EP, la déformation de Z=0 à 45 m à X=15 m et X=75 m varie de façon linéaire, avec des différences de déformation prononcées entre la base et le sommet de chaque couche. Les déformations de Z=0 à 45 m à X=75 m atteint des valeurs de déformation plus élevées que la section située à X=15 m, ce qui signifie que la déformation de la section située à X=15 m est influencée par les inclusions. L'écart le plus grand entre les déformations verticales obtenues entre les modèles EP et CCM se retrouve à la mi-hauteur du modèle, tel que pour les déplacements. Cet écart diminue à la base et au sommet des résidus.

La dissipation des excès de la pression d'eau ( $\Delta u$ ) et l'évolution des contraintes effectives dans les résidus miniers obtenues avec un modèle de comportement élastique plastique (Mohr Coulomb) ont aussi été obtenues des simulations. Les isocontours de la pression interstitielle et des contraintes verticales effectives lors de la déposition de résidus lors de la dernière année de déposition ( $t=15$  ans et  $t=15,99$  ans) sont présentés aux figures 6-8 et 6-9. Ces isocontours sont assez similaires à ceux observés pour le modèle de comportement CCM (figures 5-29 et 5-30). On obtient la pression hydrostatique à la fin de la période de dissipation ( $t=15,99$  ans). Les contraintes effectives verticales obtenues avec le modèle EP augmentent proportionnellement avec la pression en excès dissipée ( $\Delta u$ ), tel que pour le modèle CCM. Les valeurs des contraintes effectives verticales dans les inclusions et à proximité des inclusions sont légèrement plus élevées avec le modèle EP.

La figure 6-10 montre l'évolution de la contrainte de cisaillement dans les résidus simulée avec le modèle EP. Les contraintes de cisaillement sont distribuées de façon similaire à celles obtenues avec le modèle CCM (figure 5-31). La contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{\max} (\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$  à des valeurs plus élevées vers la base des inclusions et à proximité de l'interface avec les résidus et diminue plus loin de l'inclusion. La contrainte de cisaillement maximale au temps  $t=5,99$  ans est de 20 kPa, au temps  $t=10,99$  elle est de 40 kPa et au temps  $t=15,99$  ans elle est d'environ 70 kPa (figure 6-10). Pour le modèle CCM, la contrainte de cisaillement maximale au temps  $t=15,99$  ans prend une valeur maximale de 40 kPa (figure 5-31). Ces résultats indiquent que la contrainte de cisaillement est plus élevée près des inclusions pour cette simulation avec le modèle EP qu'avec le modèle CCM. La contrainte de cisaillement loin des inclusions devient nulle, similairement aux résultats obtenus avec le modèle CCM.

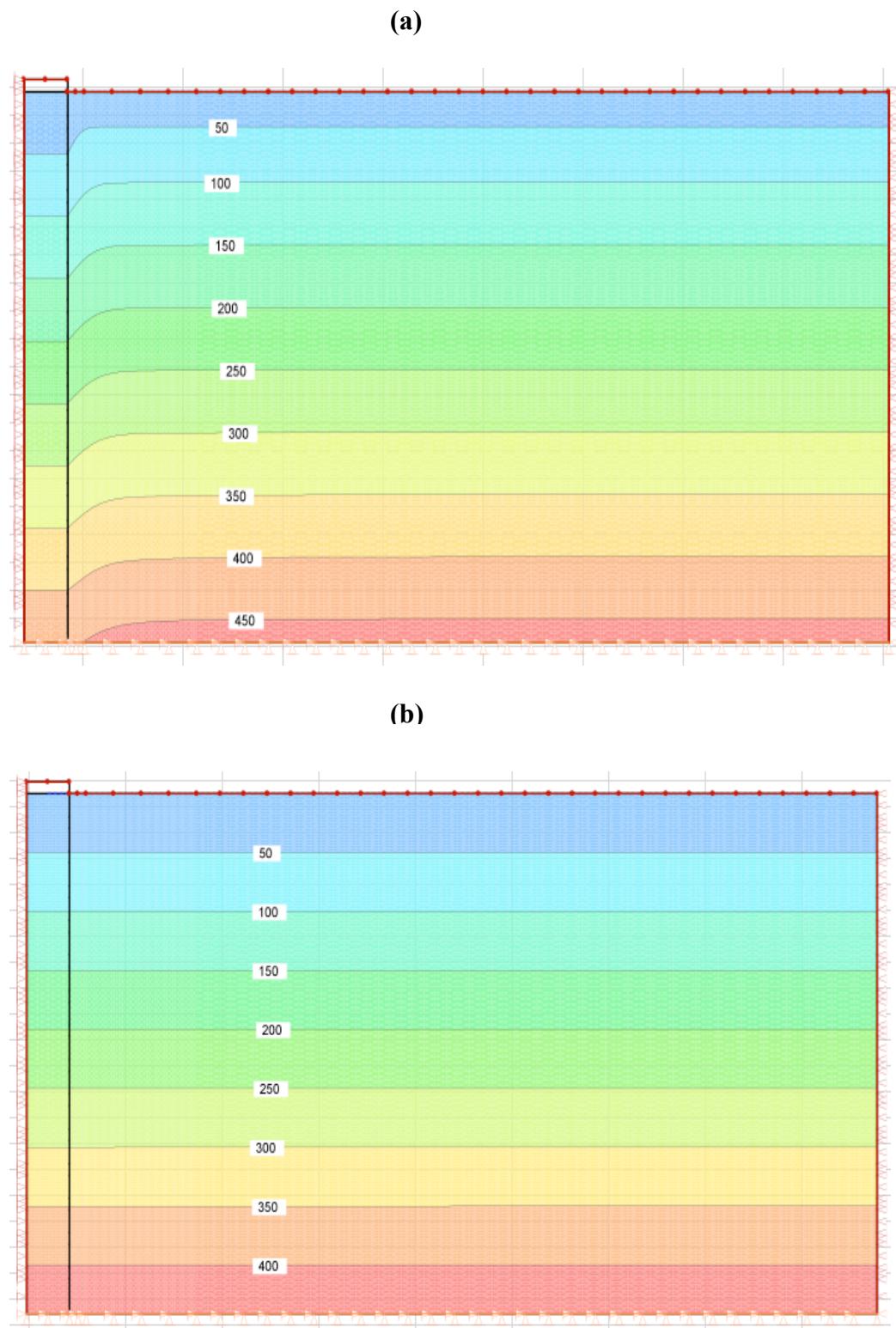


Figure 6-8 : Isocontours de la pression interstitielle (kPa); modèle EP (cas 1-1) (a) :  $t=15$  ans  
(b) :  $t=15,99$  ans.

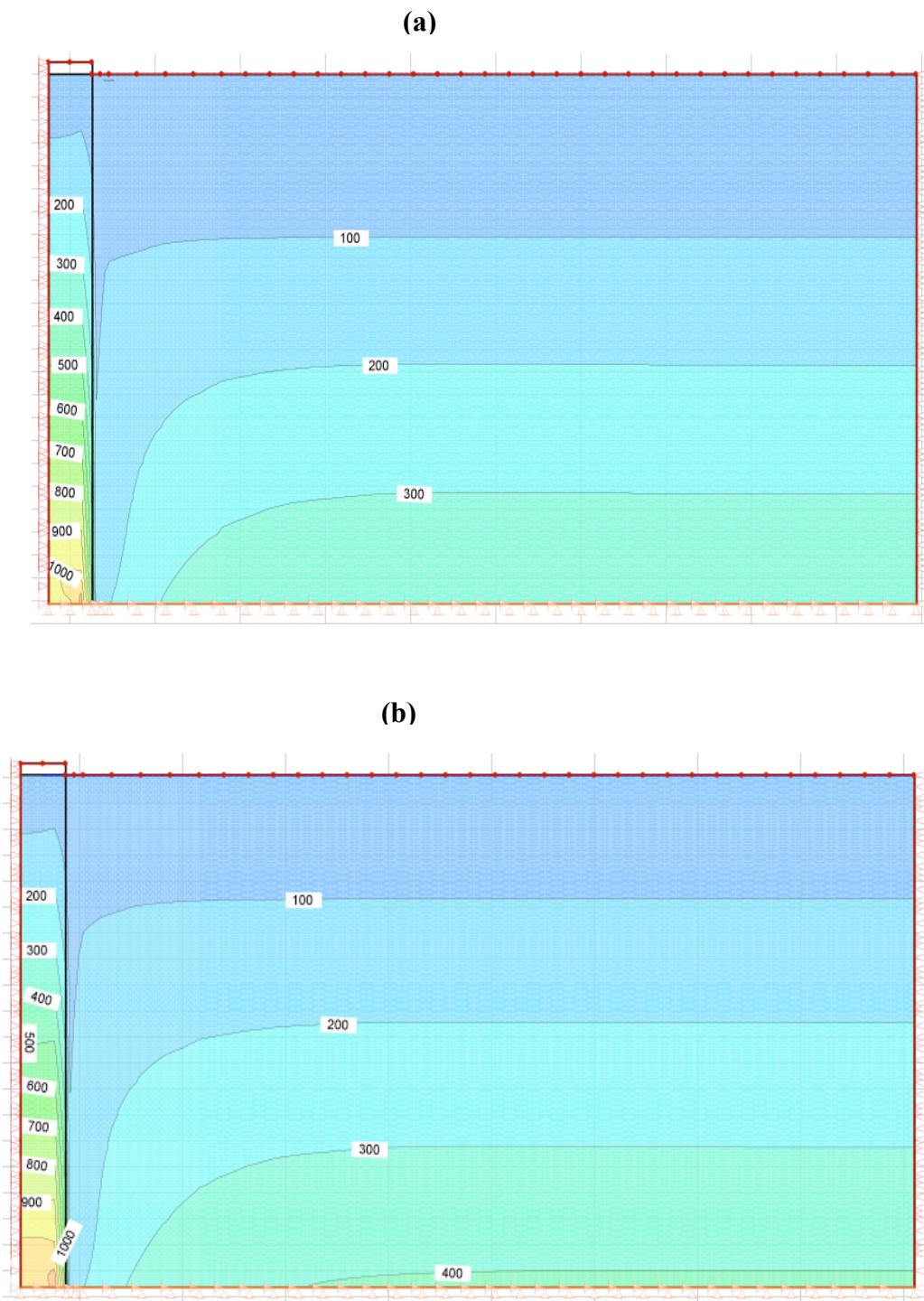


Figure 6-9 : Isocontours des contraintes verticales effectives (kPa); modèle EP (cas 1-1) (a) :  $t=15$  ans (b) :  $t=15,99$  ans.

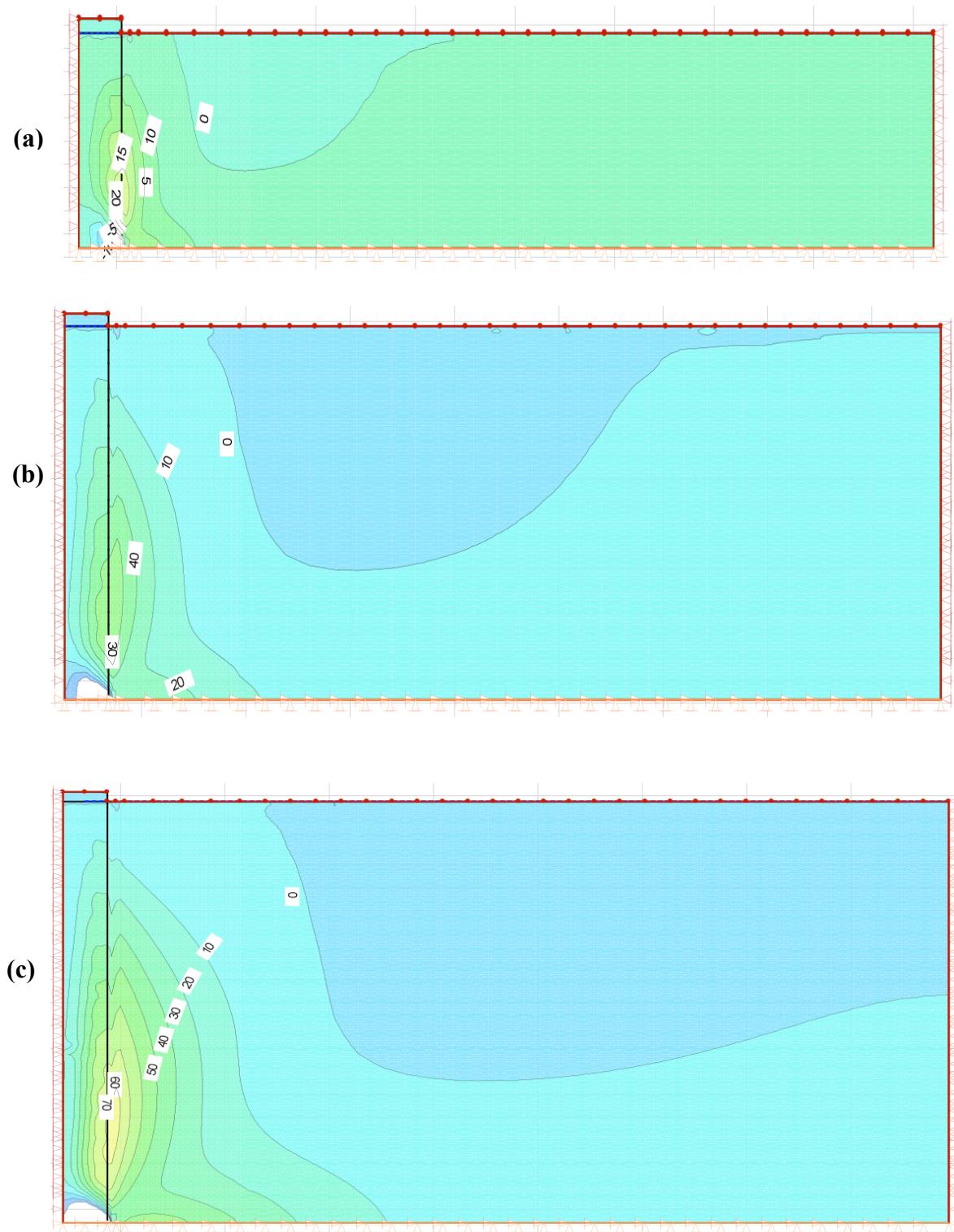


Figure 6-10 : Isocontours des contraintes de cisaillement (kPa) à différents temps; modèle EP (cas 1-1) (a)  $t=5,99$  ans (b)  $t=10,99$  ans (c)  $t=15,99$  ans.

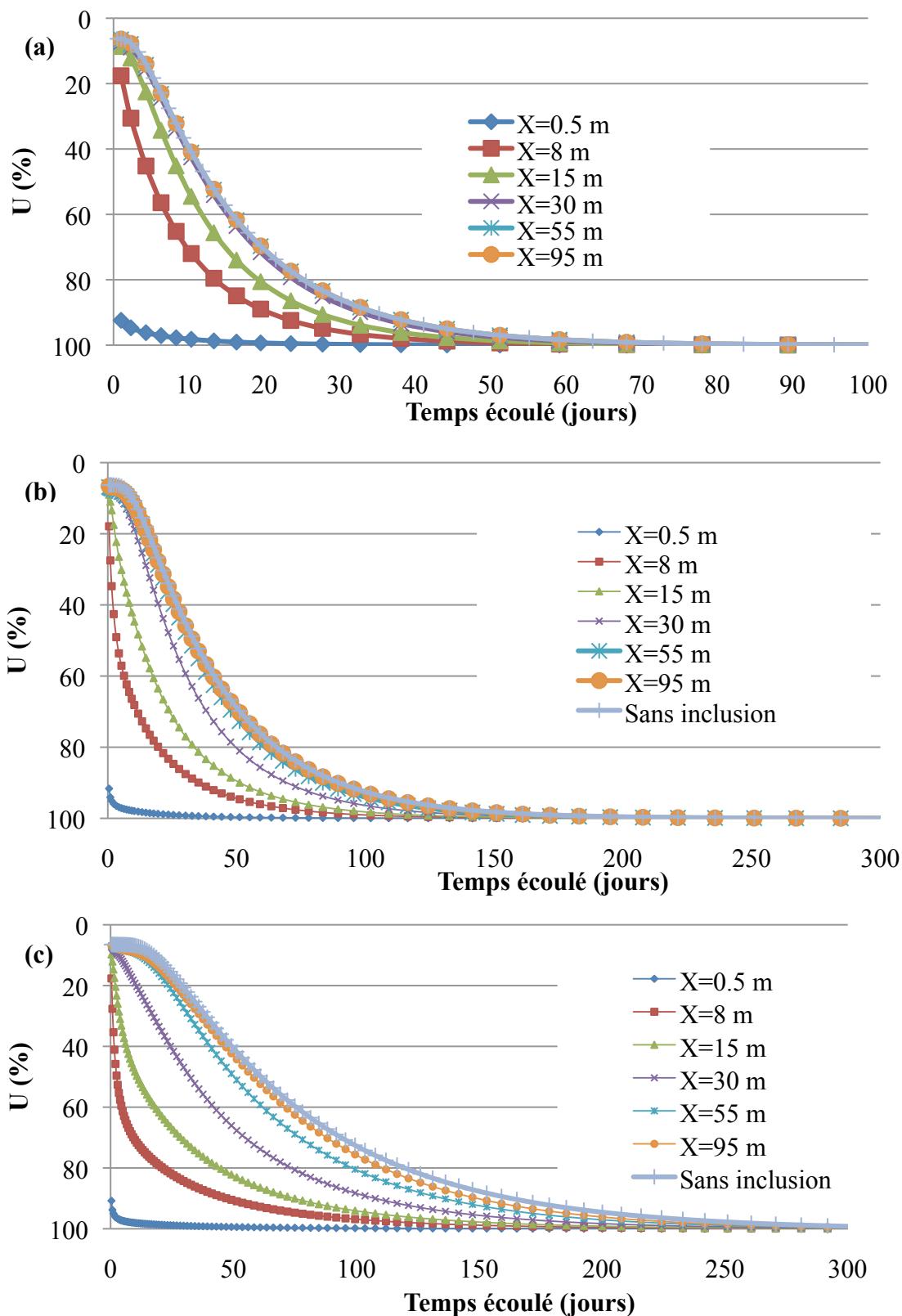


Figure 6-11 :  $U$  (%) à la base des résidus en fonction du temps (jours). Loi de comportement EP (Mohr Coulomb), cas 1-1. (a)  $t=5$  à 5,99 ans (b)  $t=10$  à 10,99 ans (c)  $t=15$  à 15,99 ans.

La figure 6-11 montre l'évolution des pressions interstitielles en excès ( $\Delta u$ ) dans les résidus miniers. Les résultats sont présentés pour différents points à la base des résidus (à diverses distances X) pour les couches déposées aux années 5, 10 et 15. Cette figure permet de constater la zone d'influence des inclusions avec le modèle EP. La zone d'influence des inclusions est définie ici comme étant la distance horizontale où le temps de dissipation des pressions en excès est inférieur que pour le cas sans inclusion. Les zones d'influence des inclusions avec le modèle EP (figures 6-11a, b, c) sont similaires à celles obtenues pour le modèle CCM (figure 5-34). L'ampleur de la zone est dépendante de l'épaisseur des résidus. Elle est d'environ 100 mètres pour la couche 15, 60 mètres pour la couche 10 et 30 mètres pour la couche 5. Ces valeurs sont similaires à celles obtenues pour le modèle CCM.

Les temps requis pour la dissipation de  $\Delta u$  est également différent pour les deux modèles. Ces différences sont illustrées aux figures 6-12a, b, c ainsi qu'au tableau 6.2. Ces figures comparent le temps nécessaire pour dissiper les pressions en excès pour des endroits similaires à des temps de déposition donnés pour les modèles CCM et EP. Le tableau 6-3 présente le temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 90 % à la base des résidus pour les années de déposition 5, 10 et 15, pour les modèles EP et CCM.

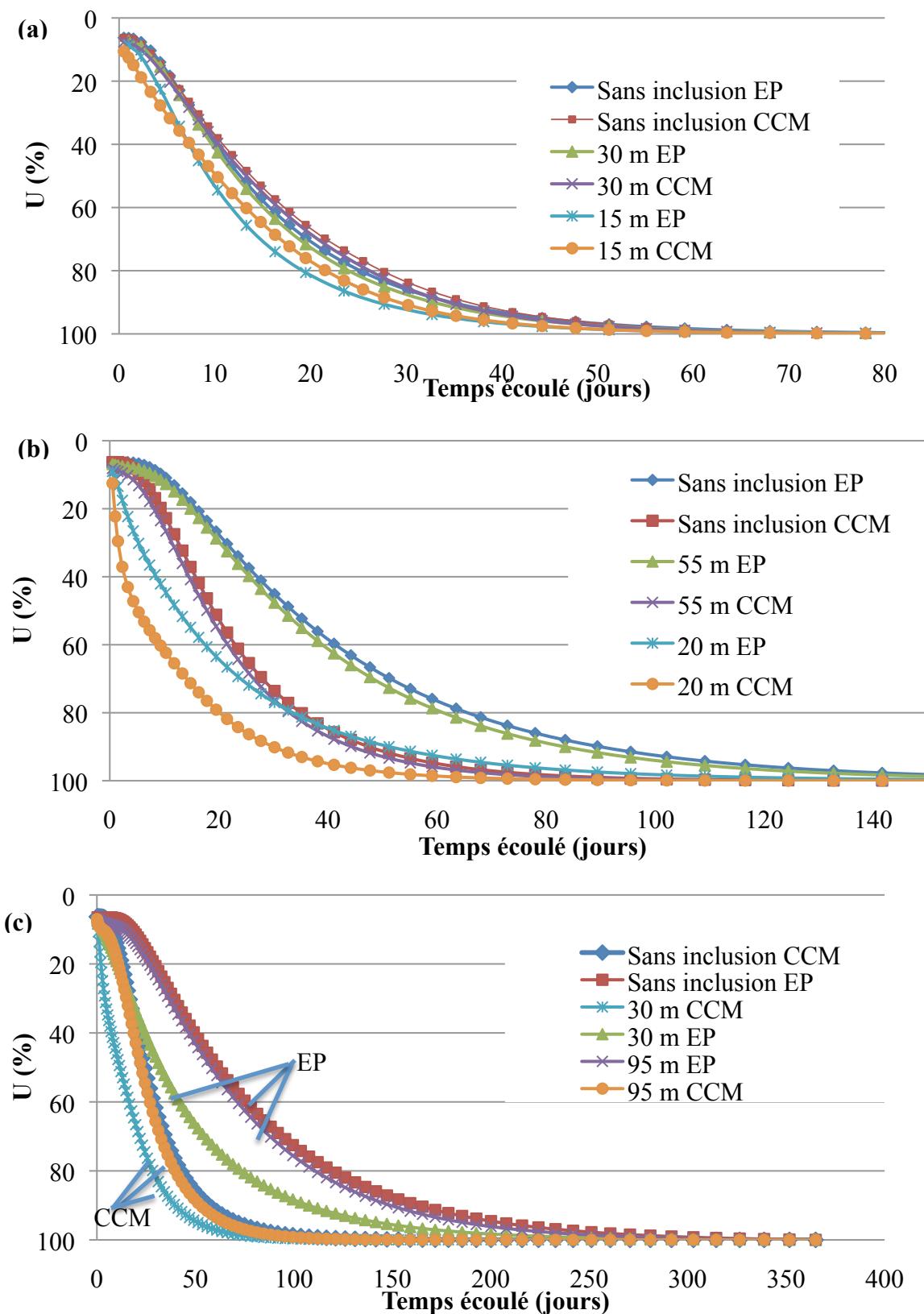


Figure 6-12 :  $U (\%)$  à la base des résidus en fonction du temps (jours) et de la distance  $X$  (m). Loi de comportement EP, cas 1-1. (a)  $t=5$  à  $5,99$  ans (b)  $t=10$  à  $10,99$  ans (c)  $t=15$  à  $15,99$  ans

Tableau 6.2 : Temps nécessaire (jours) pour obtenir un degré de consolidation de 90% à la base des résidus ( $Z=0$ ) pour différentes couches, avec les modèles EP et CCM. La zone ombrée représente l'extension de la zone d'influence des inclusions où la consolidation n'est plus affectée par les inclusions.

		Distance horizontale X (m)						
		0,5 m	7	15	30	55	95	Sans inclusion
Couche 5	U= 90 %, EP	0,8	20	27	33	35	35	35
	U= 90 %, CCM	0,5	23,5	30,2	35,2	36	36	36
Couche 10	U= 90%, EP	0,5	35	51	70	83	90	90
	U= 90 %, CCM	0,3	21,5	30,2	39,5	44,5	47	47
Couche 15	U= 90%, EP	0,4	49	75	112	136	153	165
	U= 90 %, CCM	0,2	19,7	29,7	40	47	52	58

Les résultats présentés aux figures 6-12a, b, c et au tableau 6.2, indiquent que les temps de dissipation correspondant à  $U=90\%$  pour les modèles EP et CCM sont pratiquement similaires pour la couche #5, mais divergent par la suite. La dissipation correspondant à  $U=90\%$  s'effectue plus rapidement avec le modèle CCM qu'avec le modèle EP. On observe aussi que le temps de dissipation des pressions d'eau augmente de façon plus prononcée avec l'épaisseur des résidus sur le modèle EP, comparé au modèle CCM.

Pour la couche déposée à l'année 10, le temps de dissipation pour  $U=90\%$  sans inclusion est deux fois plus long avec le modèle EP (90 jours) qu'avec le modèle CCM (47 jours). Pour la couche déposée à l'année 15, le temps de dissipation sans inclusion avec le modèle EP est de 165 jours comparativement à 58 jours avec le modèle CCM. Pour le cas sans inclusion, cela prend 35 jours pour atteindre  $U=90\%$  (avec le modèle CCM) lors de l'année 5 et 58 jours lors de l'année

15 (soit une différence de 20 jours). Avec le modèle EP, cela prend 36 jours pour atteindre  $U=90\%$  lors de l'année 5 et 165 jours lors de l'année 15 (soit une différence de 130 jours). Avec le modèle EP, l'utilisation d'inclusions drainantes donne des accélérations du temps de consolidation plus marquées par rapport aux cas sans inclusion.

Les zones d'influence des inclusions liées à la dissipation des pressions en excès pour le modèle EP sont similaires aux zones d'influence des inclusions pour le modèle CCM (tableau 5.9), tel qu'indiqué dans le tableau 6.2.

## 6.2 Effets de la conductivité hydraulique saturée des résidus (cas 2)

La conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ) des résidus miniers a été modifiée pour analyser son effet sur la consolidation des résidus miniers lors de la déposition près d'une inclusion drainante. Pour le cas de base, une valeur de  $1,7 \times 10^{-5}$  cm/s a été utilisée. Cette valeur correspondait à une valeur moyenne obtenue durant les essais de laboratoire sur les résidus miniers. Pour l'étude paramétrique, des valeurs de  $1,7 \times 10^{-4}$  cm/s et de  $1,7 \times 10^{-6}$  cm/s ont aussi été utilisées. La valeur de base a donc été augmentée et diminuée d'un ordre de grandeur. À noter que toutes les autres simulations de ce chapitre sont menées avec le modèle CCM.

Changer la conductivité hydraulique saturée des résidus n'affecte pas l'ampleur du tassement, ni la déformation des résidus, ni la magnitude de la pression excédentaire en excès initiale et les contraintes effectives finales dans les résidus miniers. Par contre, le temps nécessaire pour dissiper les pressions en excès et pour atteindre le tassement final est affecté. Théoriquement, une augmentation de la conductivité hydraulique saturée des résidus devrait diminuer le temps nécessaire pour revenir à la pression hydrostatique dans les résidus. La valeur de  $k_{sat}$  dépend des caractéristiques des résidus tels leur granulométrie et leur porosité. Comprendre comment le temps de consolidation varie avec cette propriété est important. Le temps nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation à la base des résidus, à différentes distances horizontales, lors de la déposition des couches 5, 10 et 15 est illustré aux figures 6-13a, b, c (pour des résidus ayant différentes conductivités hydrauliques saturées).

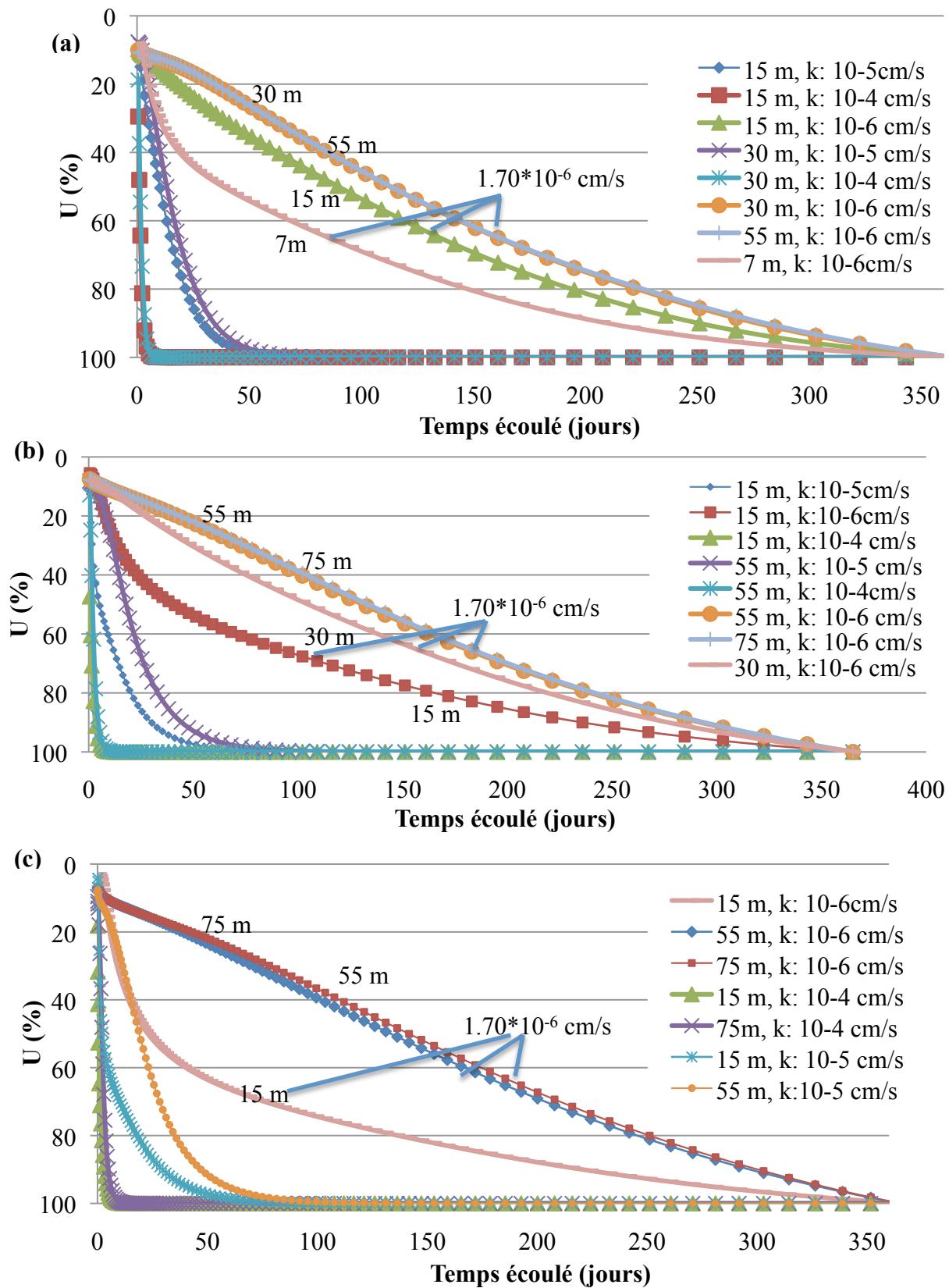


Figure 6-13 :  $U(\%)$  à la base des résidus en fonction du temps (jours);  $k_{\text{sat}}=1*10^{-4} \text{ cm/s}$  (cas 2-1) et  $k_{\text{sat}}=1*10^{-6} \text{ cm/s}$  cas (2-2). (a)  $t=5$  à  $5,99$  ans (b)  $t=10$  à  $10,99$  ans (c)  $t=15$  à  $15,99$  ans.

Tableau 6.3 Temps nécessaire (jours) pour obtenir un degré de consolidation de 90% à la base des résidus ( $Z=0$ ) lors de la déposition des couches 5, 10 et 15 avec différentes valeurs de  $k_{sat}$  (cas 2-1 et 2-2). La zone ombrée représente la zone d'influence des inclusions où la consolidation n'est plus affectée par l'inclusion.

		Distance horizontale à partir de l'interface des inclusions (m)						
		7	15	30	55	75	95	Sans d'inclusion
Couche 5	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-4}$ cm/s	2,2	3	4	4	4	4	4
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-5}$ cm/s	23,5	30,2	35,2	36	36	36	36
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-6}$ cm/s	200	251	284	284	284	284	284
Couche 10	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-4}$ cm/s	2	3	4	4,2	4,5	4,5	4,5
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-5}$ cm/s	21,5	30,2	39,5	44,5	47	47	47
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-6}$ cm/s	165	236	270	288	290	290	290
Couche 15	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-4}$ cm/s	2	2,8	3,8	4,5	4,9	5,2	5,5
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-5}$ cm/s	19,71	29,7	40	47	51	52	58
	U= 90 %, $k_{sat}= 10^{-6}$ cm/s	130	224	265	295	298	302	307

Le temps nécessaire pour dissiper  $\Delta u$  est illustré aux figures 6-13 a, b, c et au tableau 6.3 (pour  $U=90\%$ ). Pour le cas de base ( $k_{sat}=1,7*10^{-5}$  cm/s), le temps nécessaire pour dissiper 90% des pressions en excès à la base des résidus sans inclusion est de 36 jours pour la couche 5, 47 jours pour la couche 10 et 58 jours pour la couche 15. On constate qu'augmenter la conductivité hydraulique d'un ordre de grandeur ( $k_{sat}=1,7*10^{-4}$  cm/s) accélère la vitesse de dissipation des pressions en excès significativement. Le temps nécessaire pour dissiper 90 % des pressions en

excès à la base des résidus sans inclusion devient 4 jours pour la couche 5, 4,5 jours pour la couche 10 et 6 jours pour la couche 15, soit environ 9 à 10 fois plus rapidement. Diminuer la conductivité hydraulique d'un ordre de grandeur ( $k_{sat} = 1,7 \cdot 10^{-6}$  cm/s) ralentit la vitesse de dissipation des pressions en excès significativement. Le temps nécessaire pour dissiper 90 % des pressions en excès à la base des résidus sans inclusion devient 284 jours pour la couche 5, 290 jours pour la couche 10 et 307 jours pour la couche 15, soit environ 6-8 fois plus lentement que le cas de base. La conductivité hydraulique saturée des résidus a donc un effet important sur le temps de consolidation des résidus miniers. On observe ainsi que les temps de dissipation sont inférieurs à un an (365 jours), ce qui ne permet pas une accumulation de la pression en excès dans les résidus pour les cas simulés ici.

La présence des inclusions accélère le temps de dissipation des pressions en excès, peu importe la conductivité hydraulique saturée des résidus. À l'intérieur de la zone, la dissipation des pressions en excès est accélérée. Plus on s'approche des inclusions et plus le temps de dissipation est court. Au-delà de cette zone, le temps de dissipation se stabilise et ne change plus avec l'augmentation de la distance horizontale à partir des inclusions; hors de la zone d'influence, le temps de dissipation devient similaire au temps sans inclusion. À la figure 6-13a on constate que la zone d'influence pour la couche 5 est d'environ 30 m lorsque la conductivité hydraulique saturée est de  $1,7 \cdot 10^{-6}$  cm/s (i.e. les valeurs du degré de consolidation en fonction du temps pour les distances horizontales de 30 m et 55 m sont identiques). Cette distance est la même que celle trouvée pour le cas de base ( $k_{sat} = 1,7 \cdot 10^{-5}$  cm/s). La zone d'influence approximative des inclusions pour les couches 5, 10 et 15 est indiquée dans le tableau 6.3 (partie ombrée). L'ampleur des zones d'influences des inclusions semble indépendante de la conductivité hydraulique saturée des résidus.

L'efficacité relative des inclusions drainantes sur la dissipation des pressions en excès est plus grande pour les résidus ayant une conductivité hydraulique faible. Par exemple, le temps nécessaire pour atteindre 90 % de consolidation à la base des résidus à une distance de 15 m lors de la déposition de la couche 5 est accéléré par rapport au cas sans inclusion. Lorsque  $k_{sat}$  a une valeur de  $1,7 \cdot 10^{-4}$  cm/s, cela prend un jour de moins, lorsque  $k_{sat}$  a une valeur de  $1,7 \cdot 10^{-5}$  cm/s,

cela prend 5 jours de moins et lorsque  $k_{sat}$  a une valeur de  $1,7 \cdot 10^{-6}$  cm/s, cela prend 33 jours de moins.

### 6.3 Effets de l'indice de compression $C_C$ (cas 3)

La valeur de l'indice de compression ( $C_C$ ) des résidus miniers a été variée pour analyser son effet. Dans le modèle de comportement CCM, ce paramètre est représenté par lambda ( $\lambda$ ). Pour le cas de base, la valeur de  $\lambda$  utilisée est de 0,03 ( $C_C=6,9 \cdot 10^{-2}$ ). Pour l'analyse paramétrique, des valeurs de  $\lambda$  de 0,05 ( $C_C=1,1 \cdot 10^{-1}$ ) et de 0,02 ( $C_C=4,6 \cdot 10^{-2}$ ) ont aussi été utilisées pour représenter les valeurs extrêmes obtenues au laboratoire lors des essais de consolidation en colonne. La valeur de  $\lambda=0,02$  pour l'indice de compression des résidus représente une valeur minimale répertoriée dans la littérature (Bussière 2007).

Les simulations numériques montrent que l'indice de compression des résidus affecte l'ampleur des tassements et de la déformation, ainsi que le temps requis pour la dissipation des surpressions interstitielles dans les résidus. Une augmentation de l'indice de compression  $C_C$  (ou  $\lambda$ ) a pour effet d'augmenter la déformation et le tassement des résidus miniers. Les résidus subissant des plus grandes déformations ont tendance à prendre plus de temps pour dissiper les pressions interstitielles en excès puisqu'il faut en faire sortir une quantité d'eau supérieure. Les figures 6-14a, b illustrent l'effet de  $\lambda$  sur le déplacement maximal en surface au temps  $t=5,99$ ,  $t=10,99$  et  $t=15,99$  ans ainsi que la déformation verticale de la surface au temps  $t=15,99$  ans.

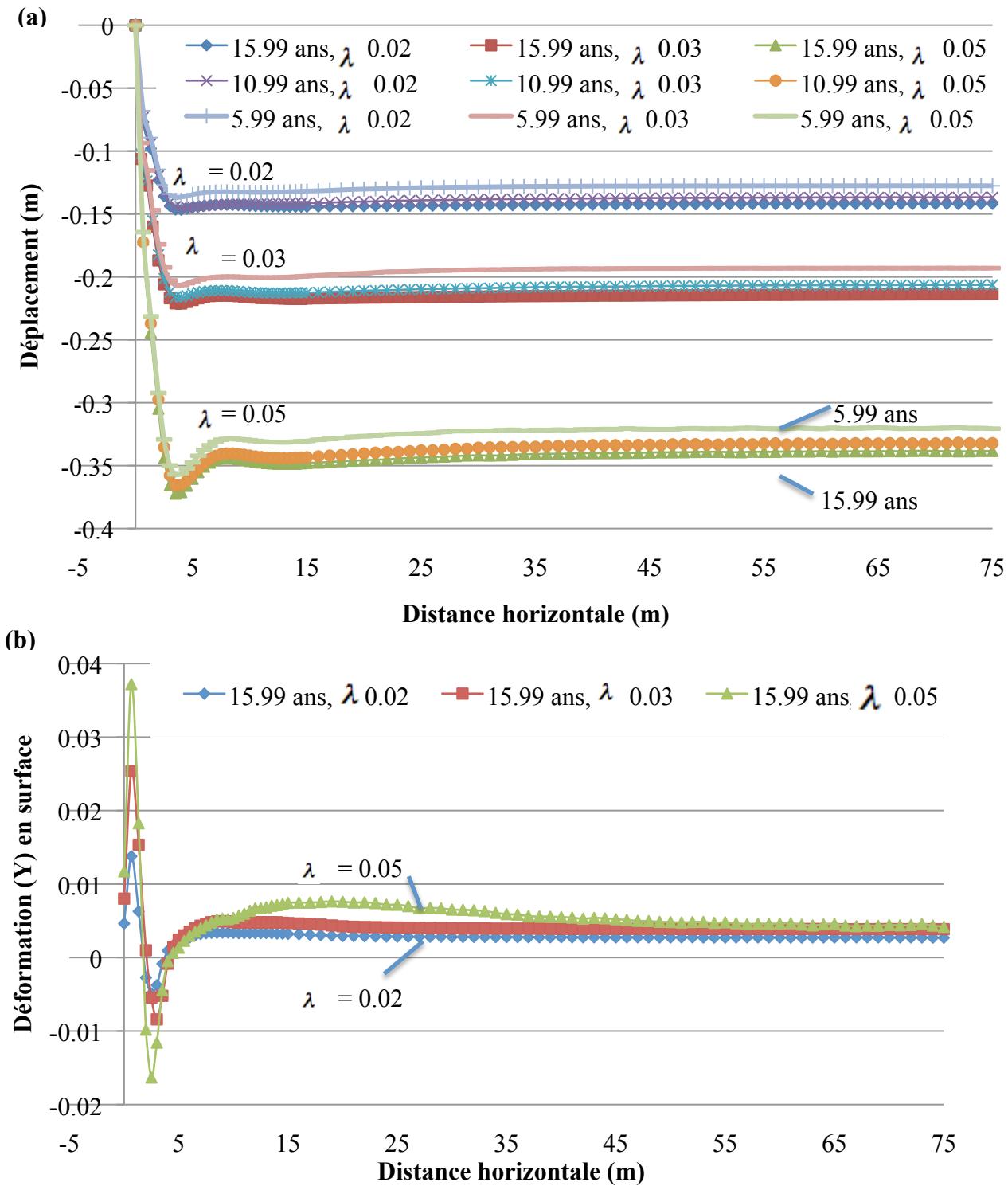


Figure 6-14 : Effet de l'indice de compression  $C_C$ , représenté par  $\lambda$  (Cas 3-1 et 3-2) en fonction de la distance horizontale (m) sur (a) les déplacements verticaux à la surface au temps  $t=5,99$ ,  $10,99$  et  $15,99$  ans (b) Déformations verticales à la surface au temps  $t=15,99$  ans.

Les résultats indiquent qu'une augmentation de la valeur de  $\lambda$  augmente le déplacement en surface des résidus (figure 6-14a). Les courbes des figures 6-14a, b suivent des tendances similaires déjà observées et expliquées à la section 5.2.3 pour le cas de base ( $\lambda=0,03$ ). Les tassements en surface pour les temps  $t=5,99$  ans,  $t=10,99$  ans et  $t=15,99$  ans suivent donc les mêmes tendances, pour diverses valeurs de  $\lambda$  utilisées. La couche 5 subit moins de tassements et la couche 15 subit le plus grand tassement. Pour les valeurs de  $\lambda$  de 0,03 et 0,05, on constate une différence de tassement maximal d'environ 13 cm. La différence de tassement en surface pour les valeurs de  $\lambda$  de 0,02 et 0,03 est d'environ 7 cm.

Les résultats indiquent qu'une augmentation de la valeur de  $\lambda$  augmente la déformation verticale en surface des résidus au temps  $t=15,99$  ans (figure 6-14b). Une augmentation de la valeur de  $\lambda$  augmente aussi la zone d'influence des inclusions basée sur la déformation et les déplacements. Lorsque  $\lambda=0,02$ , la zone d'influence des inclusions se fait sentir sur environ 5 m. Lorsque  $\lambda=0,03$ , la zone d'influence se fait sentir sur environ 10 m. Lorsque  $\lambda=0,05$ , la zone d'influence se fait sentir sur environ 45 m, mais l'effet s'estompe rapidement au-delà de  $X=25$  m. Les impacts les plus visibles des inclusions sur les déplacements sont observés sur une distance d'environ 10 m pour tous les cas étudiés. À partir de cette distance, l'impact des inclusions sur la valeur des déplacements est faible.

Les figures 6-15 à 6-17 montrent les tassements et les déformations verticales simulés pour différentes valeurs de  $\lambda$  à différentes distances horizontales  $X=2$  m, 15 m et 75 m pour  $Z=0$  à 45-m au temps  $t=15,99$  ans.

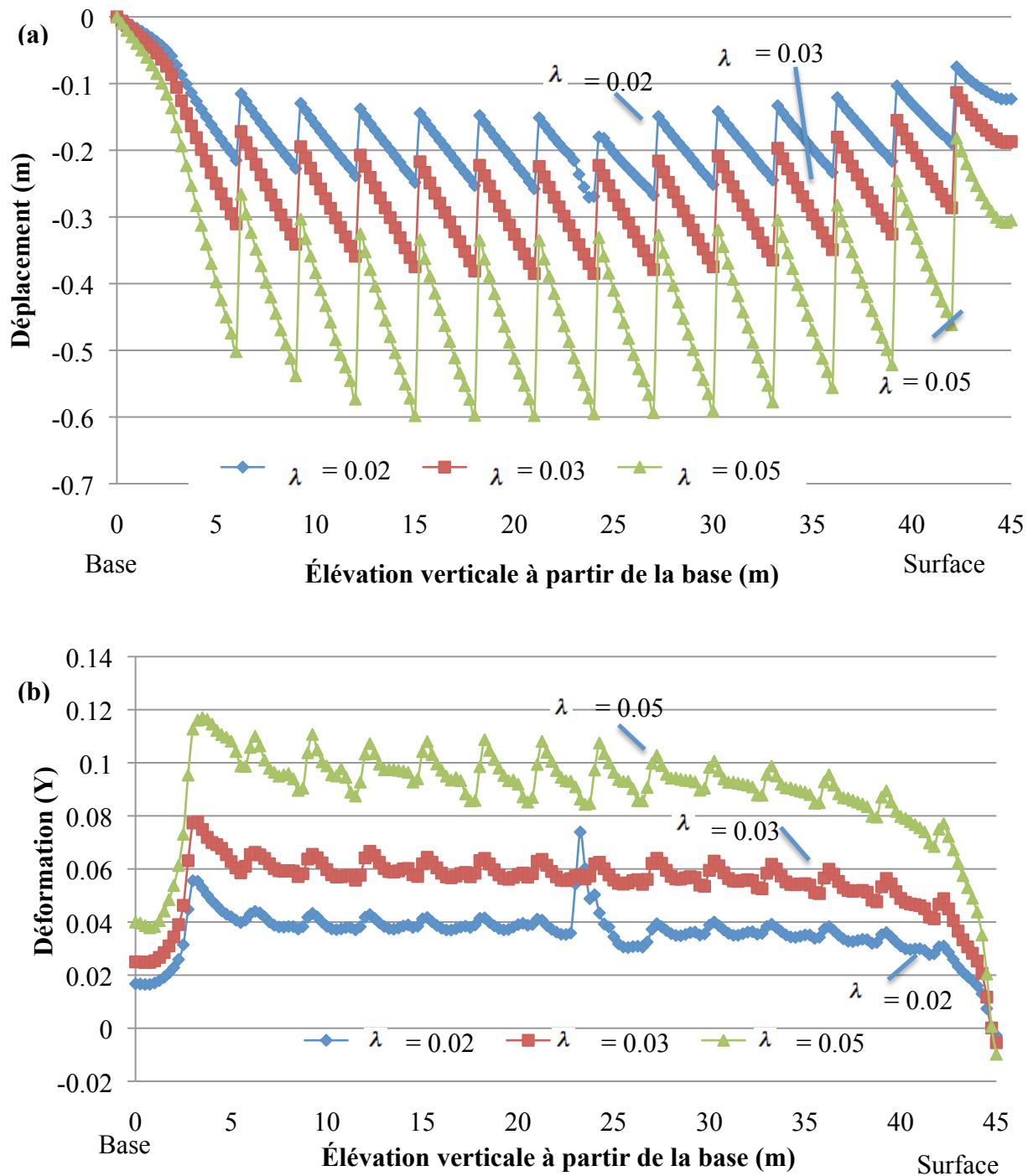


Figure 6-15 : Effet de  $\lambda$  (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de  $Z=0$  à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à  $X=2$  m des inclusions au temps  $t=15,99$  ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de  $Z$  (b) Déformation verticale en fonction de  $Z$ .

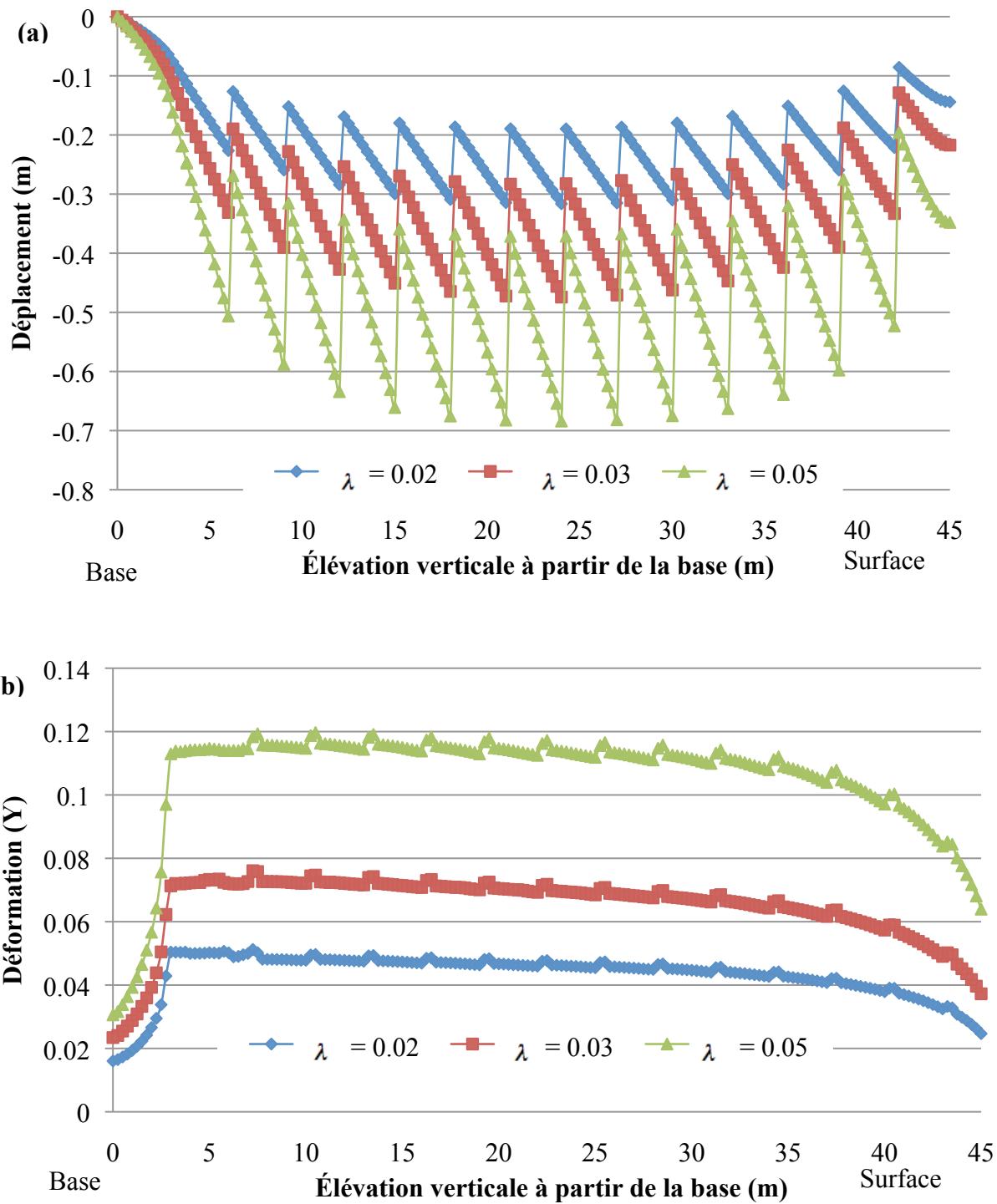


Figure 6-16 : Effet de  $\lambda$  (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de  $Z=0$  à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à  $X=15$  m des inclusions au temps  $t=15,99$  ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de  $Z$  (b) Déformation verticale en fonction de  $Z$ .

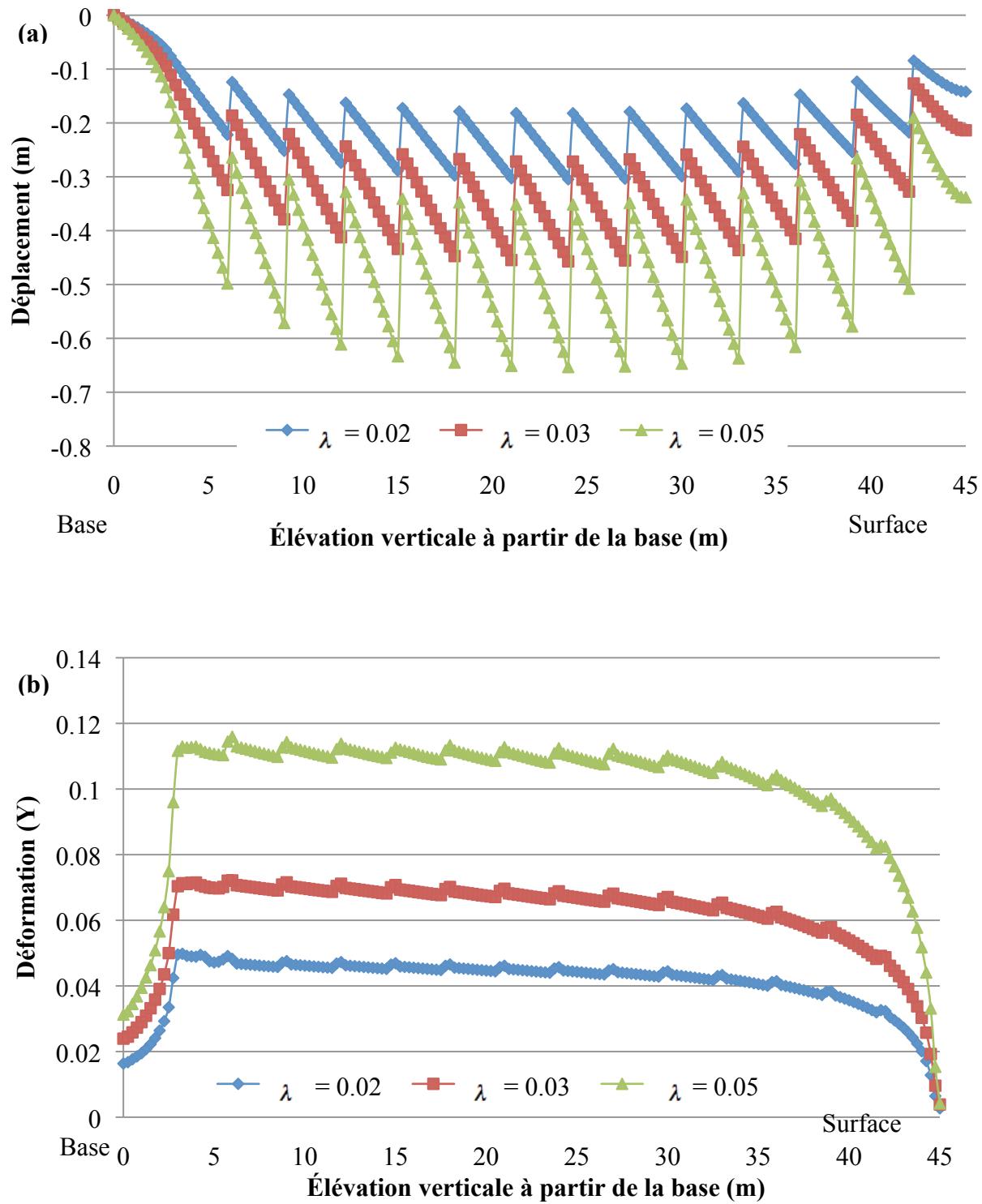


Figure 6-17 : Effet de  $\lambda$  (cas 3-1 et 3-2) en fonction de l'élévation (de  $Z=0$  à 45 m) (mesuré à partir de la base des résidus) pour une distance à  $X=75$  m des inclusions au temps  $t=15,99$  ans sur (a) le déplacement vertical en fonction de  $Z$  (b) Déformation verticale en fonction de  $Z$ .

Aux figures 6-15a à 6-17a, on constate que les tassements verticaux en fonction de Z dépendent des valeurs de  $\lambda$ . Les résidus avec une valeur de  $\lambda$  plus élevée subissent des tassements plus grands. La différence est plus accentuée à la mi-hauteur des résidus. À la base, le tassement devient nul (peu importe les valeurs de  $\lambda$ ). On retrouve des différences de 20 cm à la mi-hauteur des résidus pour  $\lambda = 0,05$  et  $0,03$ . Les résultats des figures 6-16a et 6-17a sont très similaires pour des sections verticales situées à  $X=15$  m et  $X=75$  m. La section prise à 2 m des inclusions (figure 6-15a) montre des tassements variant en fonction de Z légèrement inférieurs aux sections prises à  $X=15$  m et  $X=75$  m pour les différentes valeurs de  $\lambda$ . Ce comportement est causé par la proximité des inclusions. On obtient des différences de tassement pouvant aller jusqu'à 40 cm à la mi-hauteur des résidus pour une hauteur de résidus totale de 45 m pour ces valeurs de  $\lambda$  obtenues au laboratoire (tassement maximal de 30 cm pour  $\lambda = 0,02$  et tassement maximal de 70 cm pour  $\lambda = 0,05$ )

Aux figures 6-15b à 6-17b, on constate aussi que les déformations verticales des résidus en fonction de Z le long des sections verticales dépendent des valeurs de  $\lambda$ . Les résidus avec une valeur de  $\lambda$  plus élevée subissent des déformations plus grandes, à l'exception d'une anomalie à la mi-hauteur des résidus (pour  $\lambda = 0,02$ ). La section prise à 2 m (figure 6-15b) montre des déformations moindres inférieures aux sections prises à 15 m et 75 m pour les différentes valeurs de  $\lambda$ . Ce comportement est causé par la proximité des inclusions.

Comme déjà mentionné, la valeur du paramètre  $\lambda$  affecte aussi le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles excédentaires des résidus. Les figures 6-18a, b, c illustrent comment la valeur de  $\lambda$  (ou de  $C_c$ ) influence le temps de consolidation des résidus miniers. Ces figures montrent l'évolution du degré de consolidation  $U$  en fonction du temps à la base des résidus pour différentes valeurs de  $\lambda$ , à diverses distances lors de la mise en place de la couche 15.

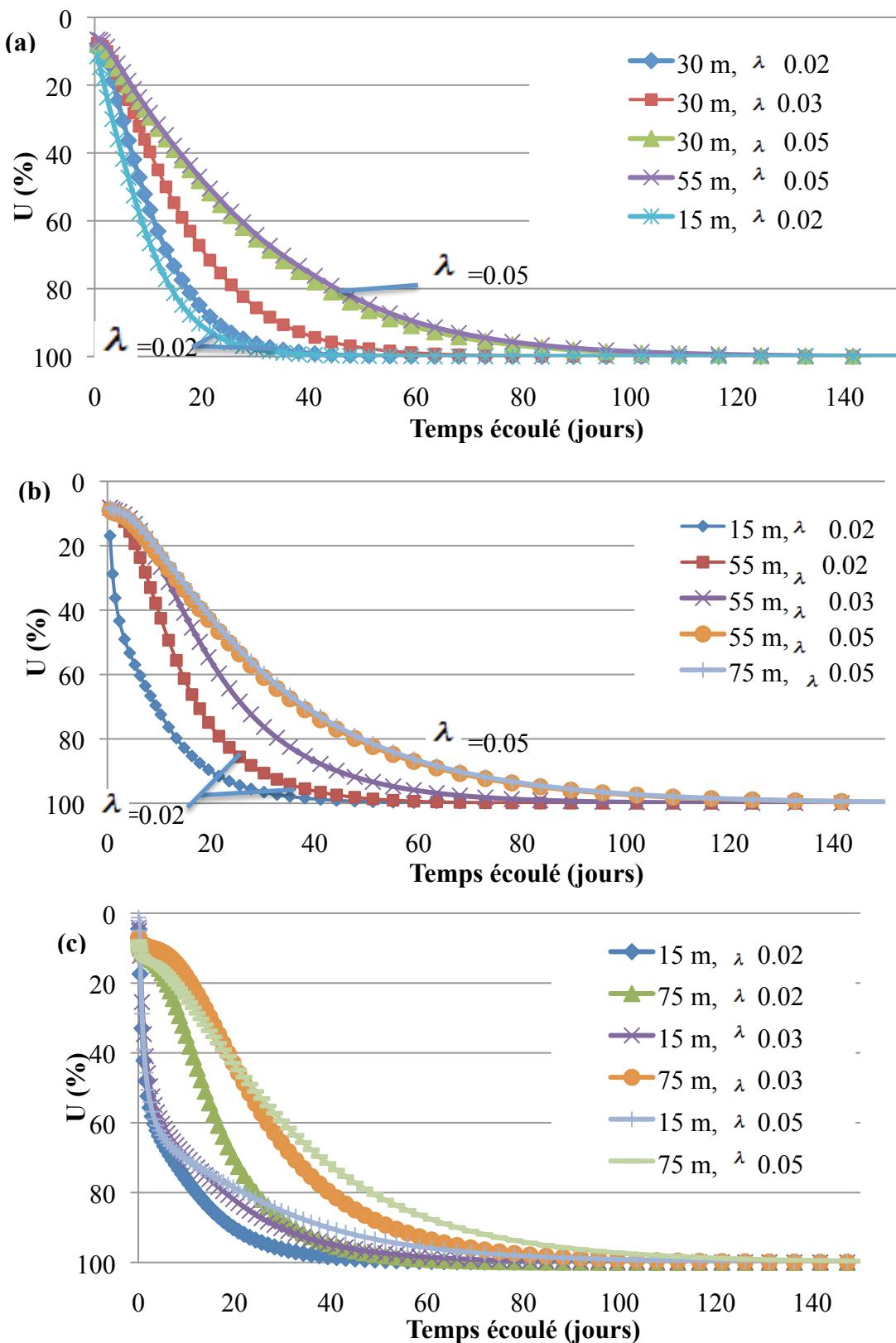


Figure 6-18 : Effet de  $\lambda$  sur  $U\%$  à la base des résidus en fonction du temps (jours) pour  $\lambda = 0,02$  (cas 3-1) et  $\lambda = 0,05$  (cas 3-2). (a)  $t=5$  à 5,99 ans (b)  $t=10$  à 10,99 ans (c)  $t=15$  à 15,99 ans.

La figure 6-18a montre l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus à des distances X de 15 m, 30 m et 55 m des inclusions en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 5. Une augmentation des valeurs de  $\lambda$  des résidus résulte en une augmentation du temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès  $\Delta u$ . Lors de la mise en place de la couche 5, (à une distance horizontale de 30 m), 23 jours sont nécessaires pour atteindre un degré de consolidation U de 90 % avec  $\lambda = 0,02$  ; 38 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,03$  ; et 75 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,05$ . Le point situé à 15 m des inclusions avec  $\lambda = 0,02$  se consolide plus rapidement que le point à 30 m avec  $\lambda = 0,02$ . Pour le cas de base ( $\lambda = 0,03$ ) la zone d'influence des inclusions est de 30 mètres lors de la déposition de la couche de résidus à l'année 5. La courbe de consolidation du point situé à 55 m des inclusions ayant un  $\lambda$  de 0,05 est similaire à la courbe de consolidation du point situé à 30 m des inclusions ayant un  $\lambda$  de 0,05. Cela démontre que la zone d'effet des inclusions sur la dissipation des pressions en excès est peu influencée par la valeur de  $\lambda$  des résidus.

La figure 6-18b montre l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus à des distances de 15 m, 55 m et 75 m en fonction du temps (jours), lors de la déposition de la couche 10. Une augmentation des valeurs de  $\lambda$  des résidus résulte en une augmentation du temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès  $\Delta u$ . Lors de la mise en place de la couche 10, (pour une distance horizontale de 55 m à partir des inclusions), 30 jours sont nécessaires pour atteindre un degré de consolidation U de 90 % avec  $\lambda = 0,02$  ; 50 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,03$  ; et 70 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,05$ . Pour le cas de base ( $\lambda = 0,03$ ), la zone d'effet des résidus était de 55 mètres lors de la déposition de la couche de résidus à l'année 10. La courbe de consolidation du point situé à 55 m des inclusions ayant un  $\lambda$  de 0,05 est similaire à la courbe de consolidation du point situé à 75 m des inclusions ayant un  $\lambda$  de 0,05. Cela démontre que la zone d'effet des inclusions est peu influencée par la valeur de  $\lambda$  des résidus.

La figure 6-18c montre l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus à des distances de 15 m et 75 m des inclusions en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15. Les valeurs observées à 15 m indiquent une consolidation plus rapide pour les points situés à 75 m pour des valeurs similaires de  $\lambda$ . Une augmentation des valeurs de  $\lambda$  des résidus résulte en

une augmentation du temps nécessaire pour dissiper les pressions d'eau en excès  $\Delta u$ . Lors de la mise en place de la couche 15, pour une distance horizontale de 75 m à partir des inclusions, 35 jours sont nécessaires pour atteindre un degré de consolidation U de 90 % avec  $\lambda = 0,02$  ; 55 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,03$  ; et 70 jours sont nécessaires pour  $\lambda = 0,05$ . On retrouve la même tendance pour les points situés à 15 m des inclusions.

## 6.4 Effet de la rigidité des inclusions (cas 4)

La rigidité des inclusions composées de roches stériles devrait être beaucoup plus élevée que celle des résidus miniers. Mais ce système d'inclusions pourrait être utilisé avec d'autres matériaux drainants ayant une rigidité moindre, tel du sable. La rigidité des inclusions affecte la répartition des contraintes totales et effectives et la dissipation des pressions interstitielles. La rigidité s'exprime à partir du module de Young (E). Plus la valeur de E est élevée, plus le matériau est rigide. Ce facteur a été étudié en modifiant la valeur de E utilisée pour les inclusions rocheuses (cas de base avec 50 GPa); des valeurs E=5 MPa et 50 MPa ont été utilisés. La valeur de 5 MPa est légèrement inférieure à celle des résidus et la valeur de 50 MPa est légèrement supérieure (valeur de E calculée par le modèle CCM entre 7 et 20 MPa pour les résidus). Les tassements et la déformation simulés pour ces valeurs de rigidité des inclusions sont présentés aux figures 6-19 à 6-21. Ces figures montrent les isocontours de déplacement cumulatif vertical et de déformation verticale lors de la déposition de la dernière couche de résidus (t=15,99 ans).

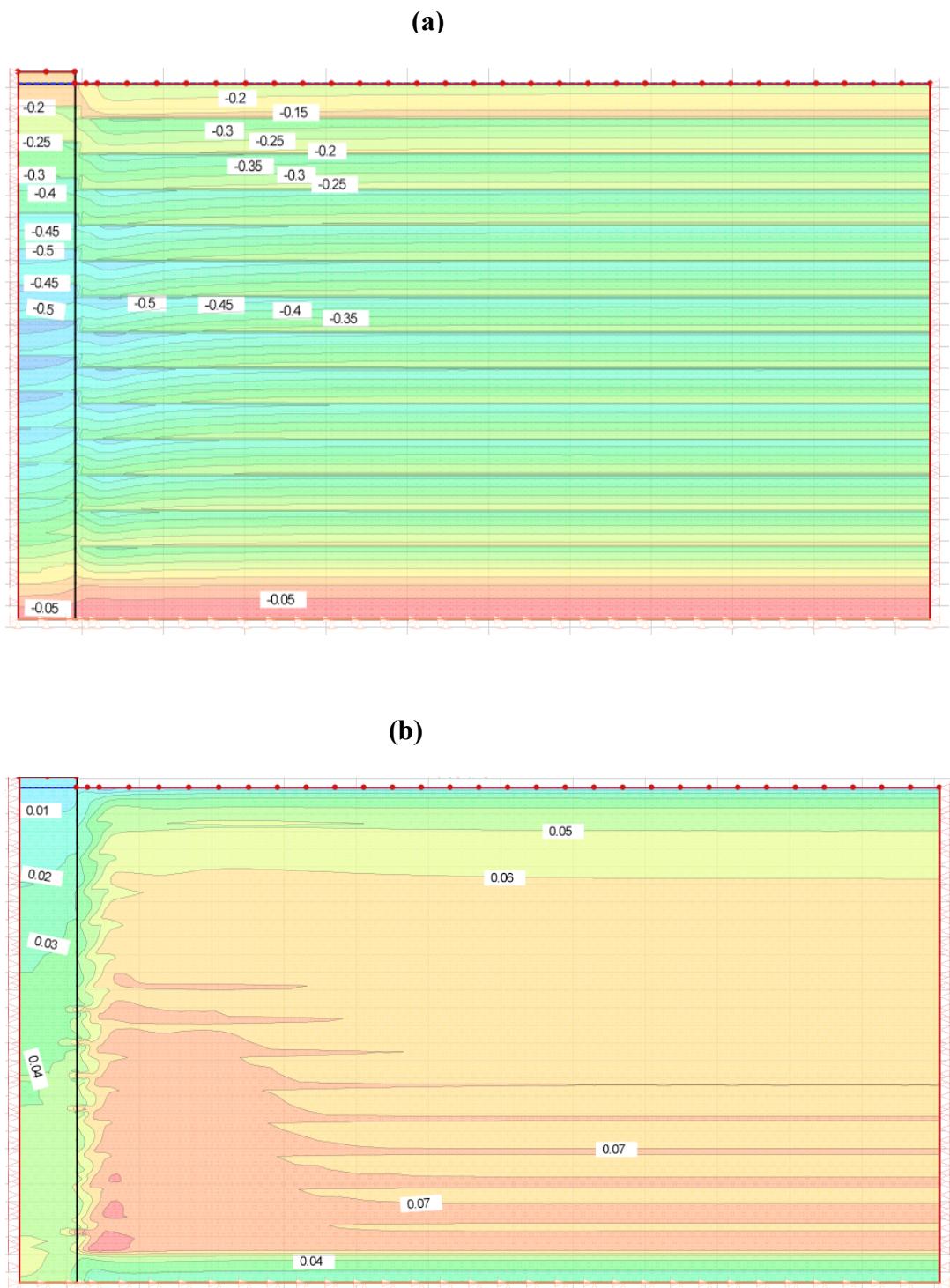


Figure 6-19 : (a) Isocontours du déplacement vertical (m) pour inclusions ayant un  $E$  de 5 MPa (cas 4-1) au temps  $t=15,99$  ans (b) Isocontours de déformation verticale (Y).

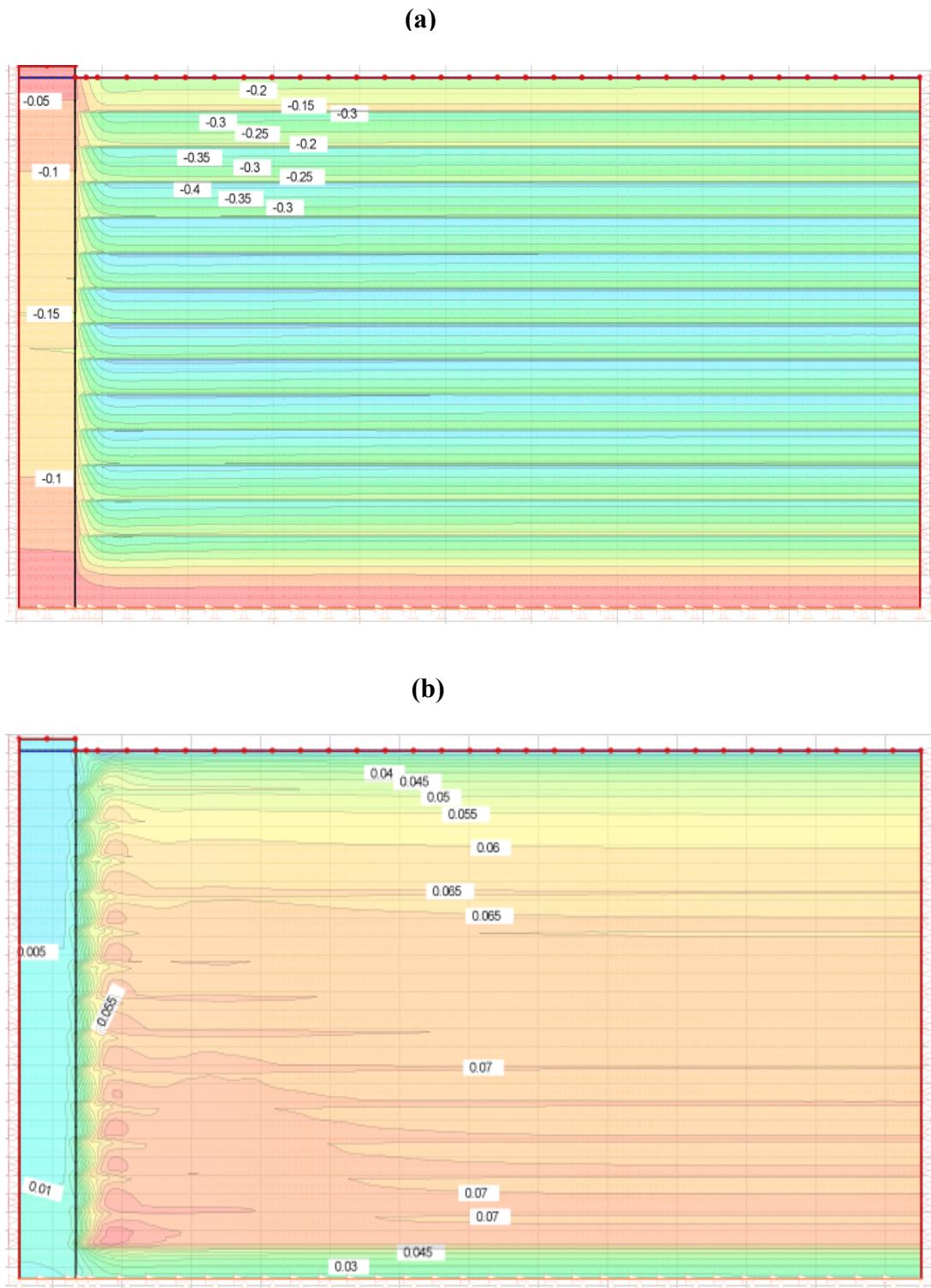


Figure 6-20 : (a) Isocontours du déplacement vertical (m) pour inclusions ayant un  $E$  de 50 MPa (cas 4-2) au temps  $t=15,99$  ans (b) Isocontours de déformation verticale (Y).

On constate que l'inclusion ayant un module de Young de 5 MPa (figure 6-19a) subit un plus grand tassemement lors de la déposition d'une nouvelle couche de résidus et de roches stériles. Les tassemements des résidus loin des inclusions ne sont pas affectés par ce changement de rigidité. Le tassemement des résidus à proximité de l'inclusion avec  $E=5$  MPa (figures 6-19a, b) est différent du tassemement des résidus à proximité des inclusions plus rigides (figures 6-20a, 5-25a).

On constate que l'inclusion peu rigide ( $E=5$  MPa) se déforme (figure 6-19b) tandis que les inclusions plus rigides (ayant un  $E$  de 50 MPa et 50 GPa) se déforment peu (figures 6-20b, 5-25b). La déformation dans les résidus loin des inclusions n'est pas affectée par la rigidité des inclusions. Les résidus à proximité des inclusions se déforment plus pour les inclusions ayant une faible rigidité.

Les figures 6-22a, b montrent le tassemement et la déformation verticale de la surface des inclusions et des résidus au temps  $t=15,99$  ans. On constate que l'inclusion avec  $E=50$  GPa ne se déforme pratiquement pas. Les inclusions avec  $E=5$  MPa et  $E=50$  MPa subissent un tassemement et des déformations. La rigidité des inclusions a peu d'effet sur le tassemement et la déformation de la surface des résidus, sauf à proximité des inclusions.

Les figures 6-23 à 6-25 montrent le tassemement cumulatif ainsi que la déformation verticale au temps  $t=15,99$  ans en fonction de  $Z$  (0 à 45 m) à  $X=2,5$  m à l'intérieur des inclusions,  $X=2$  m dans les résidus et  $X=15$  m dans les résidus.

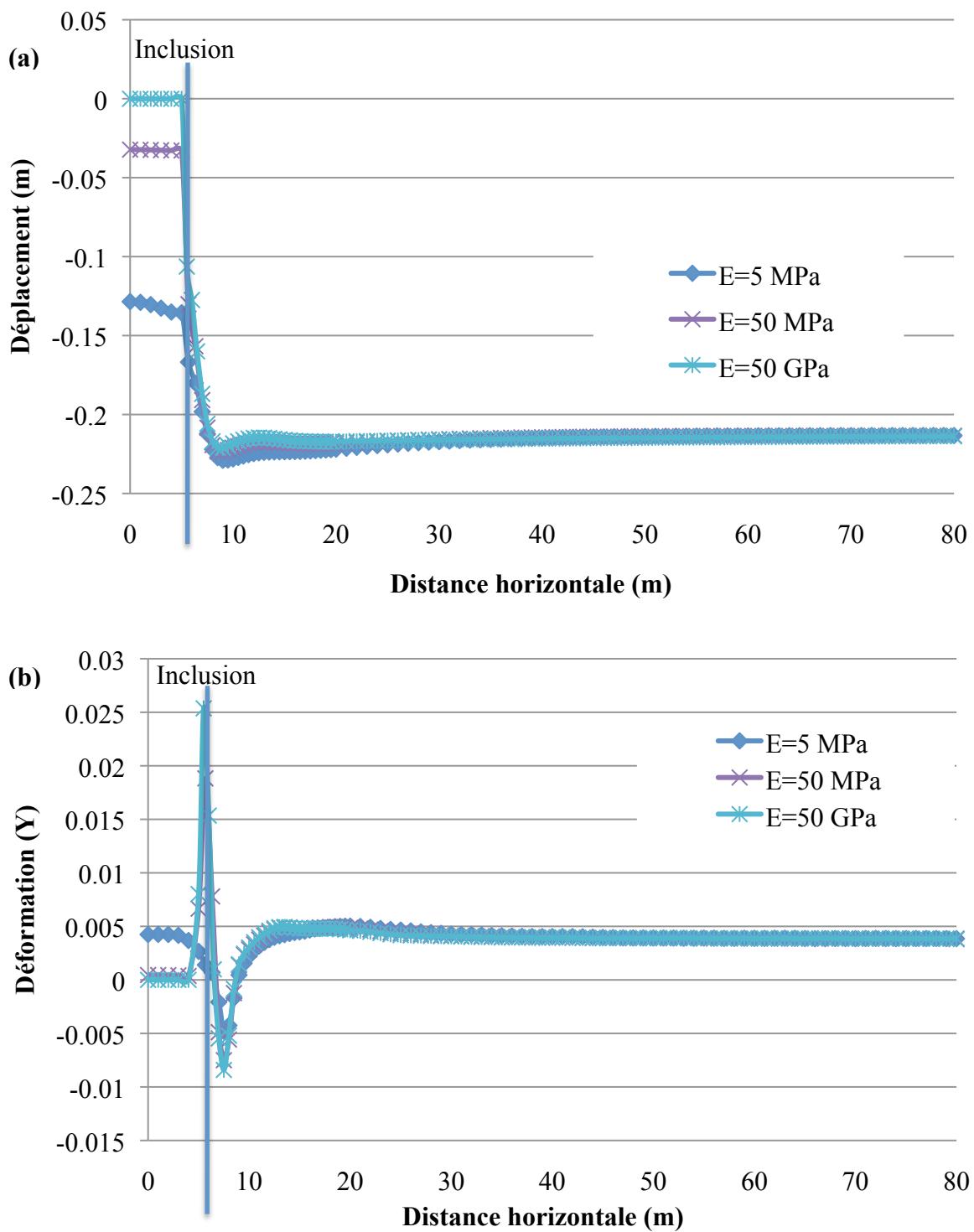


Figure 6-21 : (a) Déplacement vertical (m) à la surface des résidus et des inclusions pour l'inclusion ayant une valeur de  $E = 5 \text{ MPa}$  (cas 4-1),  $E = 50 \text{ MPa}$  (cas 4-2) et  $E = 50 \text{ GPa}$  (cas de base) au temps  $t = 15,99$  ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante.

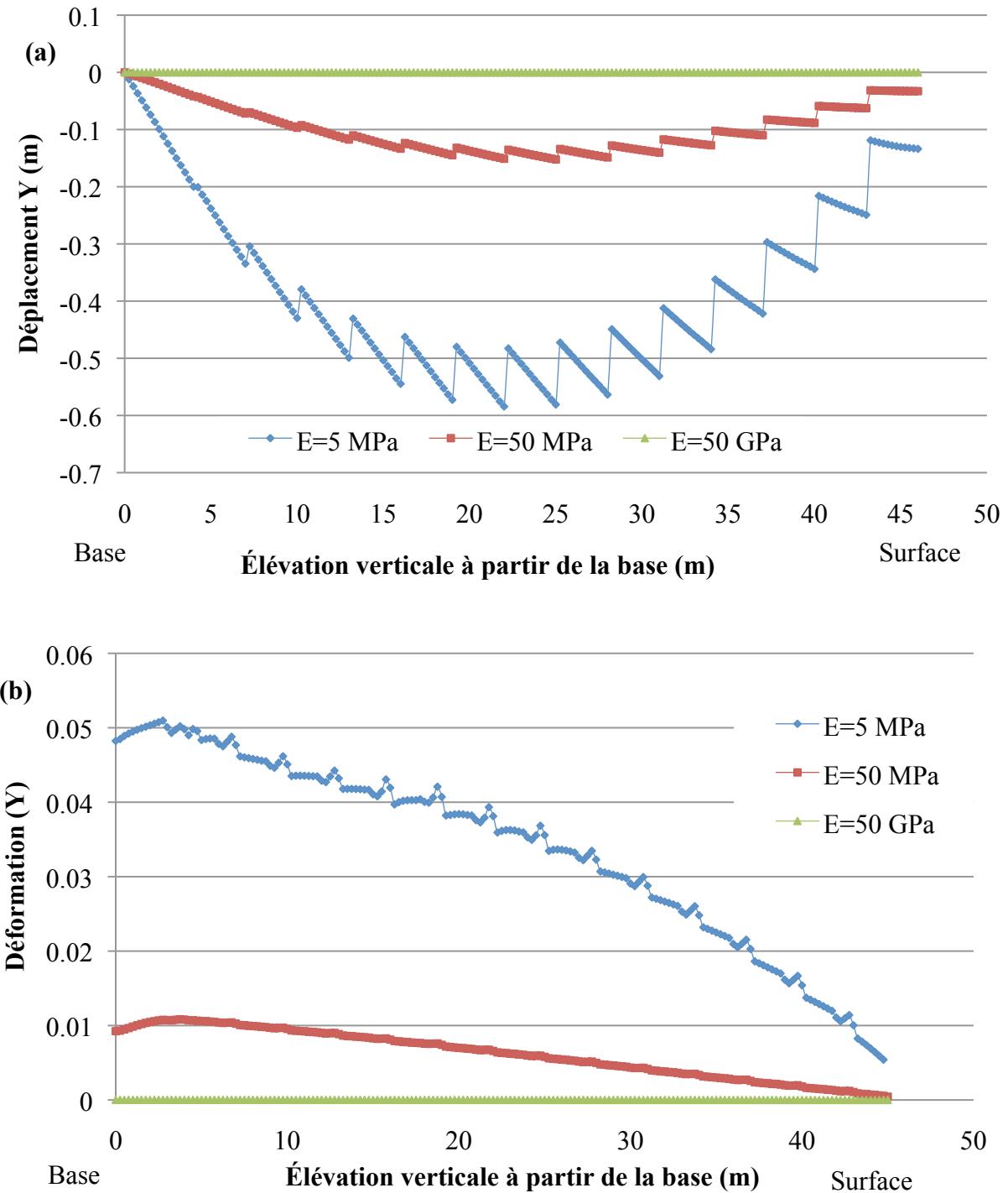


Figure 6-22 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à X=2,5 m à l'intérieur des inclusions pour une inclusion ayant une valeur de E= 5MPa (cas 4-1), E=50 MPa (cas 4-2) et E=50 GPa (cas de base) au temps t=15,99 ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante.

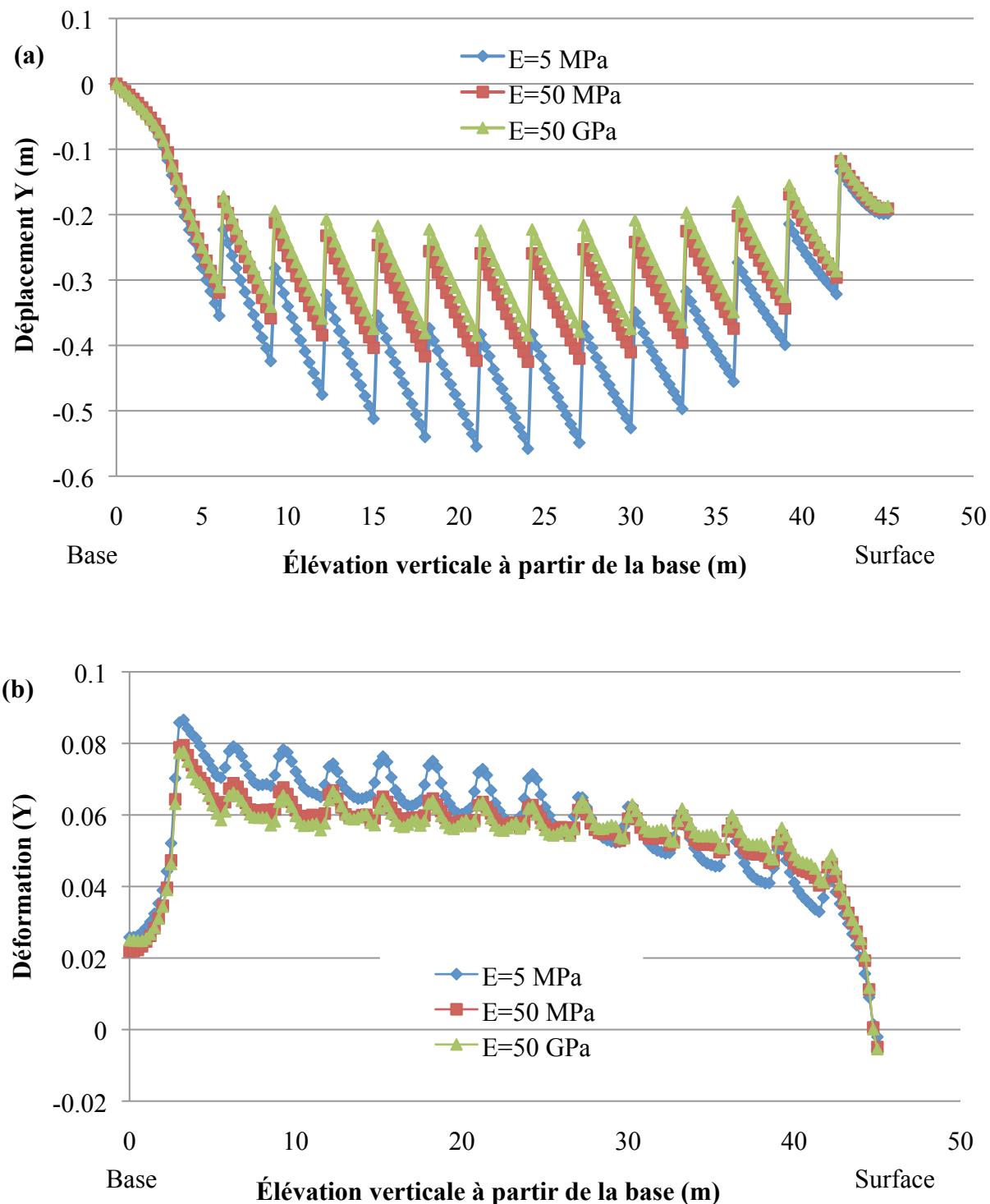


Figure 6-23 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à X=2 m dans les résidus pour une inclusion ayant une valeur de E= 5MPa (cas 4-1), E=50 MPa (cas 4-2) et E=50 GPa (cas de base) au temps t=15,99 ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante.

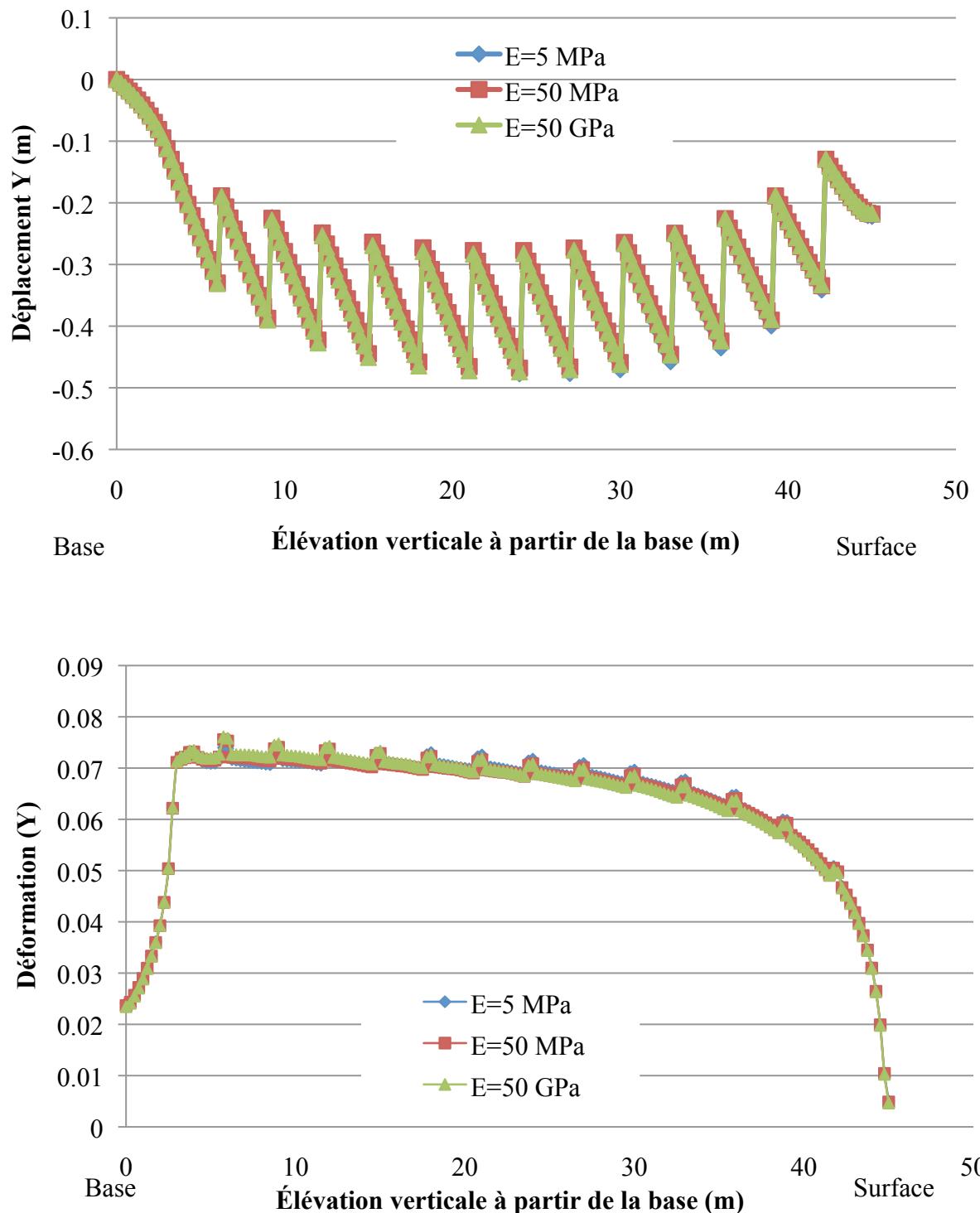


Figure 6-24 : (a) Déplacement vertical (m) en fonction de Z (0 à 45 m) à X=15 m dans les résidus pour une inclusion ayant une valeur de E= 5MPa (cas 4-1), E=50 MPa (cas 4-2) et E=50 GPa (cas de base) au temps t=15,99 ans (b) Déformation verticale (Y) correspondante.

Les figures 6-23a, b montrent le tassement cumulatif et la déformation verticale Y au temps  $t=15,99$  ans pour une section verticale située à l'intérieur des inclusions drainantes pour diverses valeurs de E des inclusions. Les inclusions avec un module de Young de 5MPa ont subi un tassement atteignant jusqu'à 12 cm en surface et 55 cm à la mi-hauteur. Les inclusions avec un module de Young supérieures aux résidus (50 MPa) ont tassé légèrement (0,5 cm en surface). Les inclusions très rigides (50 GPa) n'ont presque pas tassé.

On constate aux figures 6-24a, b et 6-25a, b que la rigidité des inclusions drainantes relativement rigide a un effet limité sur le tassement et les déformations dans les résidus. À  $X=2$  m des inclusions, pour des valeurs de E de 50 MPa et 50 GPa, les tassements et les déformations sont très similaires. Lorsque la valeur de E des inclusions devient 5MPa (légèrement inférieure aux résidus), il y a plus de tassement et de déformation dans les résidus (figures 6-24a, b). Par contre, à  $X=15$  m, les tassements et les déformations dans les résidus sont similaires peu importe la rigidité des inclusions. La rigidité a donc un effet à proximité des inclusions. Par contre, pour une rigidité de l'inclusion supérieure à celle des résidus, changer la valeur de la rigidité des inclusions a un impact minime sur le tassement et la déformation des résidus (simulé avec le modèle CCM). Il se pourrait que l'impact de la rigidité soit plus prononcé avec le modèle élastique plastique (Mohr Coulomb), mais cela n'a pas été regardé ici. On constate aux figures 6-25a, b que la rigidité des inclusions n'affecte pas le tassement et la déformation des résidus à une distance de  $X=15$  mètres à partir des inclusions.

La rigidité des inclusions pourrait affecter la répartition des contraintes effectives ainsi que la dissipation des pressions interstitielles. Les figures 6-27a, b montrent les isocontours de contraintes verticales effectives au temps  $T=15$  ans pour différentes valeurs du module de Young des inclusions. Les figures 6-27a, b montrent les isocontours des pressions d'eau correspondants. Les isocontours au temps  $t=15,99$  ans ne sont pas présentés pour alléger le texte puisque peu importe la valeur de E des inclusions,  $\Delta u$  est totalement dissipé à la fin de l'année et l'on retourne à la pression hydrostatique. Les isocontours de contraintes effectives verticales après un an ( $t=15,99$  ans) ont les mêmes formes, mais les valeurs de contraintes effectives ont augmenté d'une valeur égale à la pression en excès dissipée  $\Delta u$ .

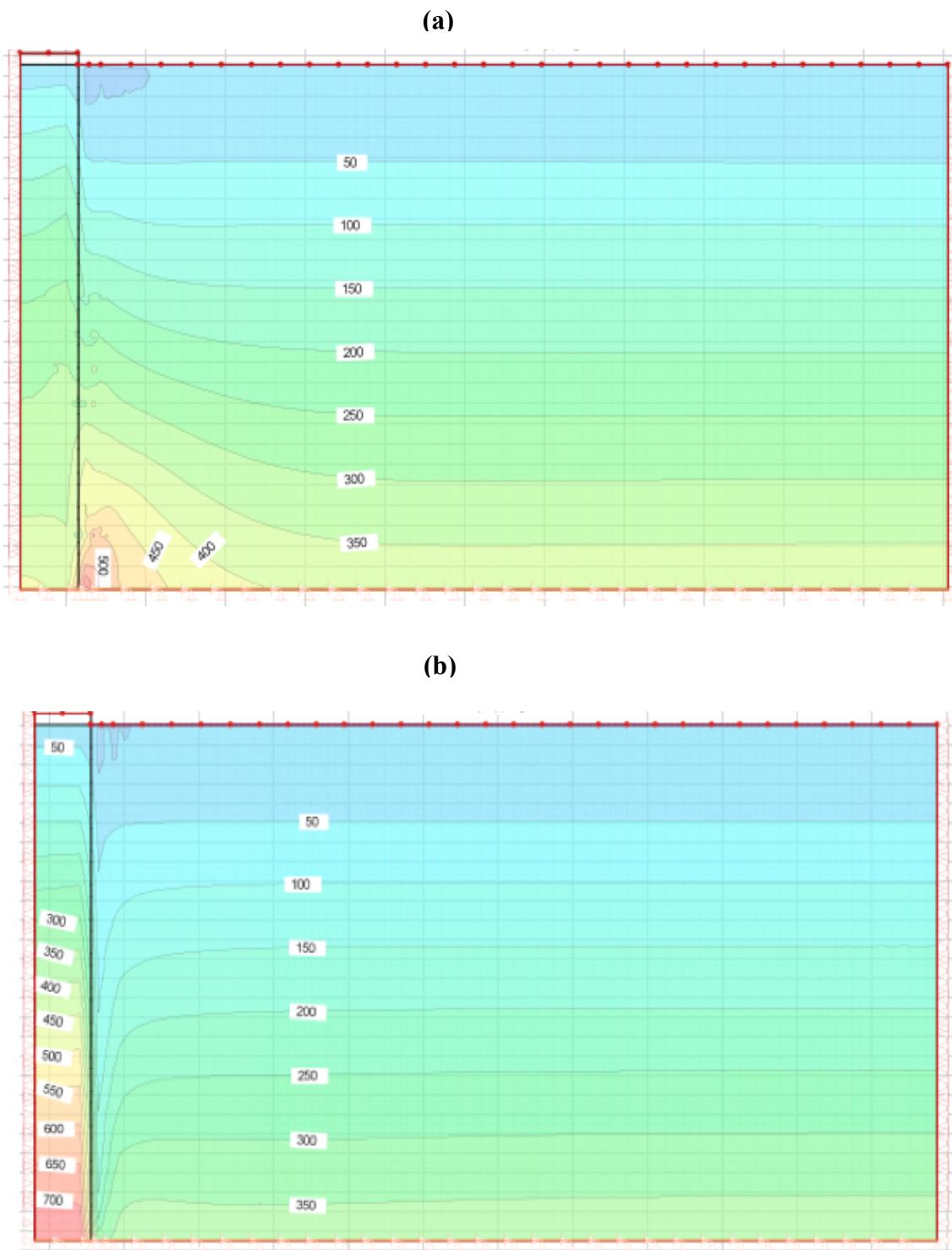
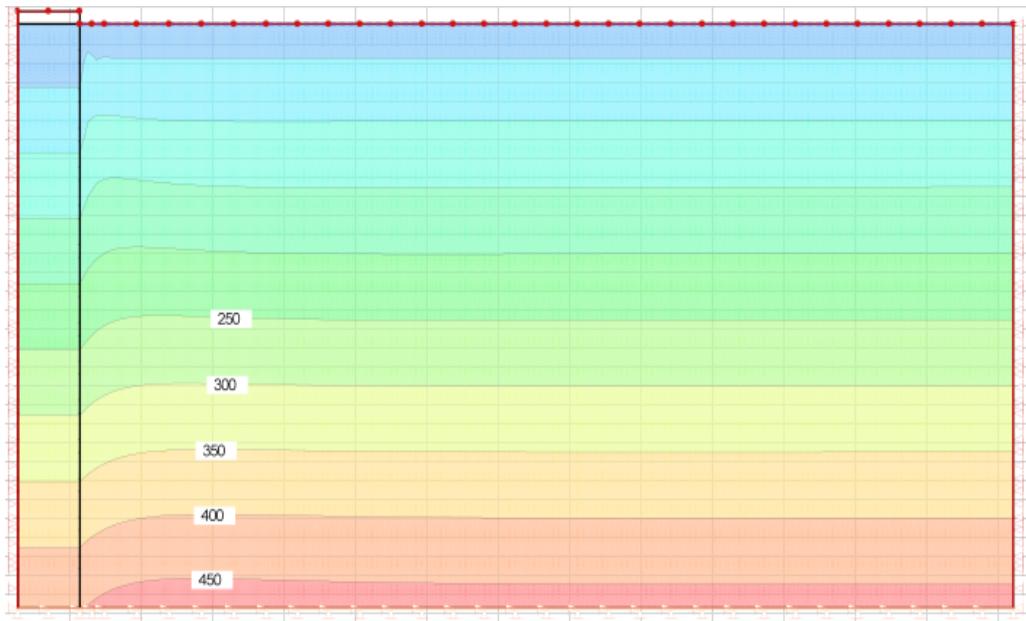


Figure 6-25 : (a) Contrainte effectives (kPa) pour  $E=5$  MPa (cas 4-1) à  $t=15$  ans (b) Contraintes effectives (kPa) pour  $E=50$  MPa (cas 4-2) à  $t=15$  ans.

(a)



(b)



Figure 6-26 : (a) Pression interstitielle (kPa) pour  $E=5$  MPa (cas 4-1) à  $t=15$  ans (b) Pression interstitielle (kPa) pour  $E=50$  MPa (cas 4-2) à  $t=15$  ans.

À la figure 6-26, les résultats sont obtenus pour des inclusions légèrement moins rigides ( $E=5$  MPa) que les résidus. Pour ce cas, les isocontours de contraintes effectives dans les résidus commencent à se courber à environ 30 m des inclusions. Ces contraintes sont inférieures dans les inclusions que dans les résidus. Ce comportement est l'inverse de ce qui se produit lorsque les inclusions sont plus rigides que les résidus, tel qu'illustré aux figures 6-27 et 5-30. Les contraintes effectives verticales à proximité des inclusions se courbent et deviennent plus grandes dans les inclusions. Les contraintes effectives dans les inclusions augmentent avec la valeur de  $E$  des inclusions. Par exemple, pour  $E=50$  MPa, les contraintes effectives à la base de l'inclusion ont une valeur maximale d'environ 750 kPa. Pour  $E=50$  GPa, les contraintes verticales effectives à la base de l'inclusion ont une valeur maximale d'environ 900 kPa et sont légèrement plus élevées pour une rigidité des inclusions de 50 GPa comparée à celle de 50 mPa. On observe aux figures 6-27 et 5-30 que les isocontours de contraintes effectives verticales se courbent à 2 m des inclusions pour le cas  $E=50$  MPa comparé à 10 m des inclusions pour le cas  $E=50$  GPa. Cela signifie qu'une augmentation du module des inclusions réduit davantage les contraintes verticales effectives dans les résidus à proximité des inclusions. À plus grande distance des inclusions, les contraintes effectives verticales dans les résidus sont les mêmes pour les trois valeurs de  $E$ .

Les isocontours de la pression interstitielle initiale simulés suite à la mise en place de la dernière couche de résidus ( $t=15$  ans) sont semblables, peu importe la rigidité des inclusions drainantes (figures 6-27a, b, 5-29).

Les temps de dissipation à la base des résidus à des distances horizontales  $X$  de 5 m, 15 m et 55 m pour différentes valeurs de  $E$  des inclusions sont présentés à la figure 6-28 pour la couche déposée à l'année 15.

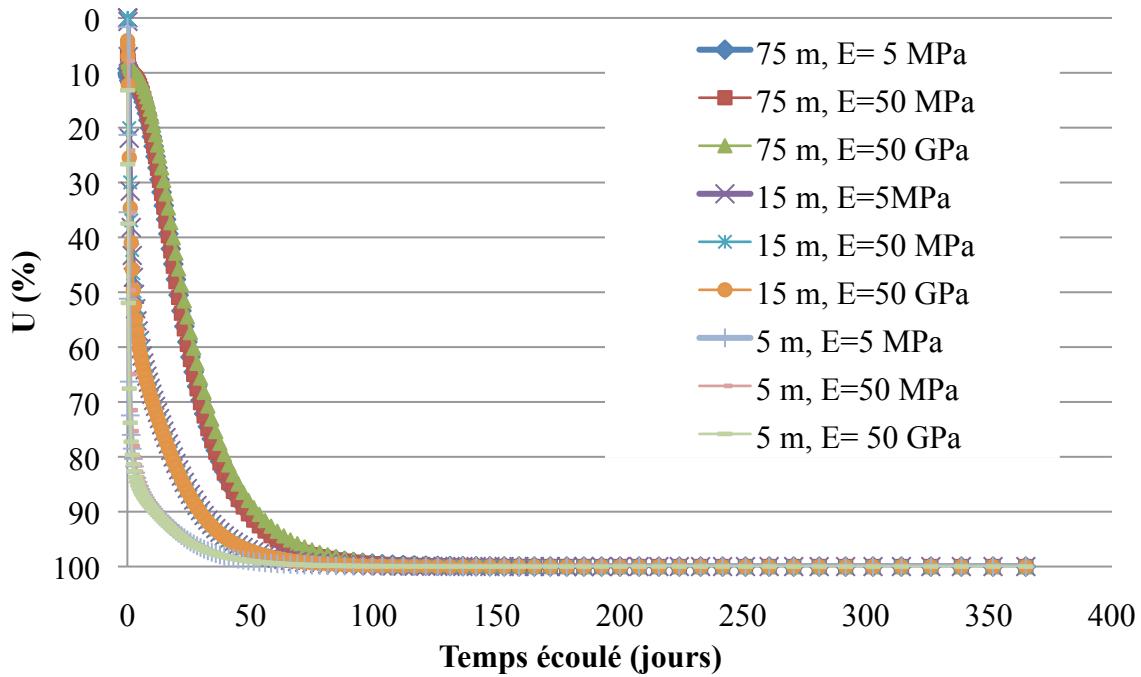


Figure 6-27 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance  $X$  pour  $t=15$  à 15,99 ans. Rigidité des inclusions de  $E=5$  MPa (cas 4-1), 50 MPa (cas 4-2) et 50 GPa (cas de base).

Les résultats simulés indiquent que la rigidité des inclusions affecte peu le temps de dissipation des surpressions interstitielles à la base des résidus lors de la consolidation des résidus miniers à des distances horizontales de  $X=5$  m, 15 m et 75 m (figure 6-28). Le temps de dissipation des pressions en excès diminue lorsqu'on s'approche des inclusions, mais varie peu en fonction de la rigidité des inclusions. Notons toutefois que ces résultats ont été obtenus avec le modèle de comportement CCM. À la section 6.1, il a été démontré que le modèle CCM pouvait sous-estimer l'influence de la redistribution des contraintes effectives à proximité des résidus (comparé au modèle EP, Mohr-Coulomb). Pour évaluer si l'effet de la rigidité des inclusions dépend du modèle de comportement, les résultats de la figure 6-28 ont été reproduits en utilisant le modèle EP avec un module des inclusions de  $E=50$  MPa et 50 GPa (avec les paramètres utilisés à la section 6-1).

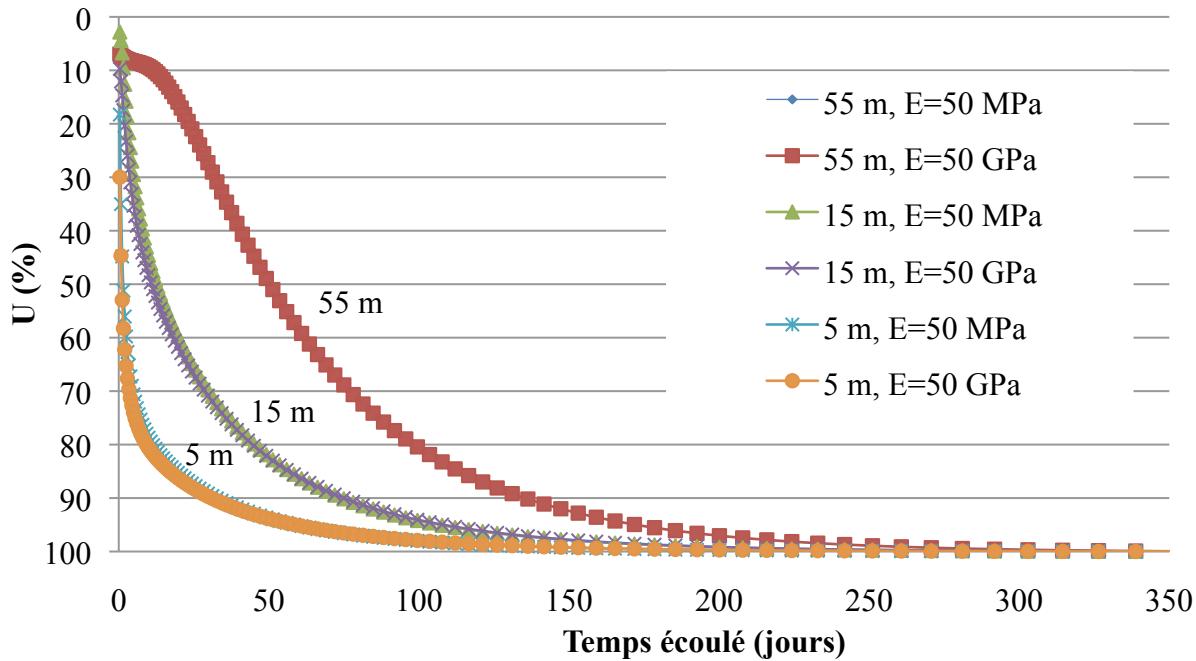


Figure 6-28 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance  $X$  pour  $t=15$  à 15,99 ans. Rigidité des inclusions de  $E=50$  MPa (cas 4-2) et 50 GPa (cas de base) utilisant le modèle EP.

La figure 6-28 montre que les valeurs de rigidité des inclusions affectent peu le temps de dissipation de  $\Delta u$  dans les résidus miniers lorsque les simulations sont réalisées avec le modèle de comportement EP. Les temps de dissipation sont similaires pour les inclusions ayant une rigidité de 50 MPa et 50 GPa pour des points situés à  $X=5$  m,  $X=15$  m et  $X=55$  m des inclusions drainantes. Ces tendances sont similaires à celles observées avec la loi de comportement CCM.

## 6.5 Effet d'une zone de transition (cas 5)

Sur le terrain, il y a la possibilité que les résidus miniers fins migrent à l'intérieur des inclusions drainantes sur quelques mètres, créant une zone avec des propriétés différentes. Dans ce scénario, la conductivité hydraulique des inclusions à l'intérieur de cette zone de transition est diminuée par la présence de résidus miniers ayant une conductivité hydraulique saturée plus faible. Une simulation de ce cas a été effectuée. Des zones de transition de 1 m, 2,5 m et 5 m de largeur ont été utilisées à l'intérieur des inclusions. Dans un premier temps, la conductivité hydraulique de la zone de transition a été prise comme étant 100 fois inférieure à celle des inclusions, soit  $1,6 \times 10^{-3}$  cm/s (cas 5-1, 5-2, 5-4). Un cas a été simulé pour une zone de transition ayant une conductivité hydraulique 1000 fois inférieure à celle des inclusions, soit  $1,6 \times 10^{-4}$  cm/s (cas 5-3).

La largeur de la zone de transition et sa conductivité hydraulique n'ont pas d'effet sur l'ampleur des tassements et les déformations finaux dans les résidus. Par contre, la présence de la zone de transition peut ralentir l'effet du drainage radial horizontal et augmenter le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles excédentaires ( $\Delta u$ ) et affecter la vitesse de consolidation des résidus miniers. Les figures 6-30a, b montrent l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus en fonction du temps, lors de la déposition des couches 10 et 15, pour différentes largeurs de zone de transition à l'intérieur des inclusions (largeurs de 1 m, 2,5 m, 5 m) où la conductivité hydraulique est 100 fois inférieure à celle des inclusions, à différentes distances X. Une largeur de 5 m pour la zone de transition correspondant à la pleine largeur des inclusions. Dans le modèle numérique, les résidus ont une conductivité hydraulique saturée de  $1,7 \times 10^{-5}$  cm/s et les inclusions ont une conductivité hydraulique saturée de  $1,6 \times 10^{-1}$  cm/s. La conductivité hydraulique saturée dans la zone de transition est donc de  $1,6 \times 10^{-3}$  cm/s, ce qui est 100 fois supérieure à celle des résidus.

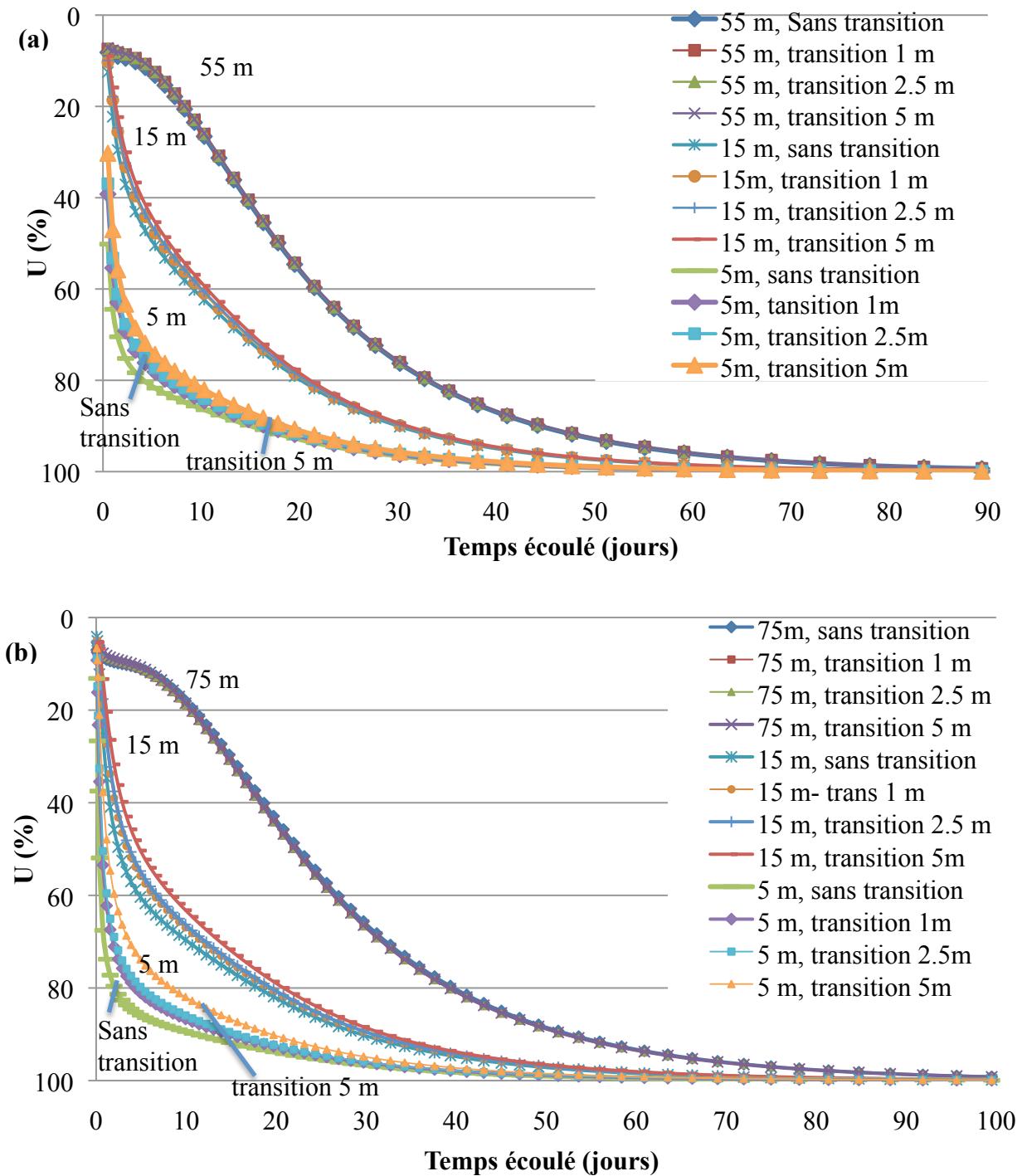


Figure 6-29 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance pour différentes largeurs de zone de transition (cas 5-1, 5-2, 5-4) au temps (a)  $t=10$  à  $10,99$  ans (b)  $t=15$  à  $15,99$  ans.

Les figures 6-29a, b illustrent l'effet d'une zone de transition à l'intérieur des inclusions où la conductivité hydraulique saturée est réduite d'un facteur de 100. La largeur de la zone de transition semble avoir peu d'impact sur la dissipation des pressions interstitielles en excès ( $\Delta u$ ) à une distance de 75 m des inclusions. À cette distance, le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles sans zone de transition et avec une zone de transition de 5 mètres est très similaire. Pour des distances de  $X=5$  m et  $X=15$  m, on constate qu'il y a une différence entre les temps de dissipation à la base des résidus sans zone de transition et avec zone de transition. Cette différence est plus prononcée lors de la mise en place de la couche 15 (figure 6-31b). À ces distances, on constate que les cas sans zone de transition produisent une consolidation plus rapide que ceux ayant une zone de transition. Par exemple, lors de la mise en place de la couche 15 à 5 m des inclusions, cela prend 10 jours pour atteindre un degré de consolidation de 90 % sans inclusion, 15 jours avec une zone de transition de 1 m et de 2,5 m de largeur, et 21 jours avec une zone de transition de 5 m de largeur. Ces différences sont moins prononcées à une distance de 15 m des inclusions et il n'y a pas de différence à une distance de 75 m. On constate qu'une zone de transition de 1 m et 2,5 m de largeur donne des résultats très similaires. L'effet de la zone de transition sur le temps de dissipation est local et ne se fait sentir qu'à proximité des inclusions.

Une autre simulation a été réalisée avec une zone de transition de 2,5 m de largeur, mais ayant une conductivité hydraulique saturée réduite d'un facteur 1000, soit  $k_{sat} 1,6 \times 10^{-4}$  cm/s (cas 5-3). La différence entre la conductivité hydraulique saturée de la zone de transition des inclusions et celle des résidus est alors un facteur de 10. Le degré de consolidation à la base des résidus en fonction du temps lors de la déposition des couches 10 et 15 est montré aux figures 6-30a, b.

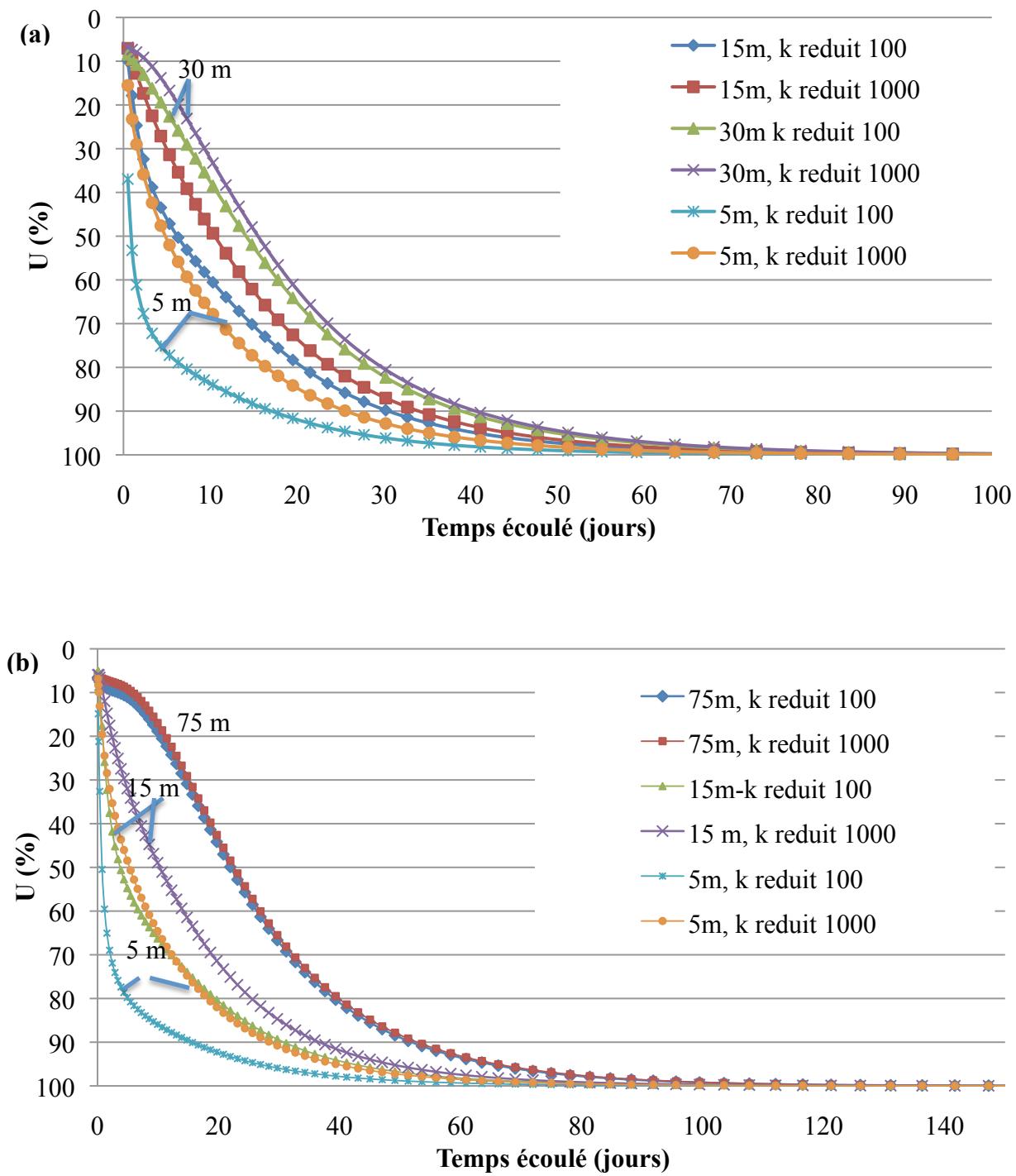


Figure 6-30 : Degré de consolidation (%) simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance pour une zone de transition de 2,5 m ayant différentes valeurs de  $k_{sat}$  (cas 5-3) au temps (a)  $t=10$  à 10,99 ans (b)  $t=15$  à 15,99 ans.

On constate que diminuer la valeur de  $k_{sat}$  de la zone de transition d'un facteur de 1000 augmente encore plus le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles à la base des résidus à proximité des inclusions à des distances  $X=5$  m et  $X=15$  m (figures 6-30a, b). Lorsqu'on s'éloigne des inclusions, l'effet de la conductivité de la zone de transition diminue grandement.

L'effet de la valeur de  $k_{sat}$  de la zone de transition a plus d'impact sur les résidus situés à proximité des inclusions. Pour la couche déposée à l'année 10, il y a une différence de 10 jours pour atteindre un degré de consolidation de 90 % à 5 m des inclusions pour les cas ayant une zone de transition ayant une conductivité hydraulique saturée réduite d'un facteur de 1000 et d'un facteur de 100. Cette différence est de 5 jours à 15 m des inclusions et environ 1 jour à 30 m des inclusions. Pour la couche déposée à l'année 15, il y a une différence de 20 jours pour atteindre un degré de consolidation de 90 % à 5 m des inclusions pour les cas ayant une zone de transition avec une conductivité hydraulique saturée réduite d'un facteur de 1000 et d'un facteur de 100. Cette différence est de 10 jours à 15 m des inclusions et est négligeable à 75 m des inclusions.

## 6.6 Géométrie des inclusions (cas 6)

La géométrie des inclusions utilisée dans les simulations a été simplifiée comme étant rectangulaire. Sur le terrain, les inclusions rocheuses auraient une forme de trapèze avec un angle de déposition d'environ 37 degrés (si on néglige les tassements sous les inclusions). L'objectif de cette simulation est d'évaluer l'effet d'une géométrie plus réaliste sur les résultats d'intérêt. Les figures 6-31a, b présentent les isocontours du tassement cumulatif et de la déformation verticale au temps  $t=15,99$  ans lors de l'utilisation d'inclusions trapézoïdales. Ces figures peuvent être comparées aux figures 5-25a, b présentant les mêmes résultats, pour des inclusions rectangulaires.

Les isocontours montrés aux figures 6-31a, b sont assez similaires à ceux des figures 5.25a, b. Les tassements et déformations ont les mêmes magnitudes. On note que la partie des inclusions reposant sur les résidus se déplace peu. La zone d'influence des inclusions où les isocontours se courbent dans les résidus montre une extension, pour les deux formes d'inclusions.

La figure 6-32 permet de quantifier la différence des tassements en surface des résidus en fonction de la distance  $X$  au temps  $t=5,99$  ans et  $t=15,99$  ans pour les cas avec des inclusions en formes de rectangle et de trapèze.

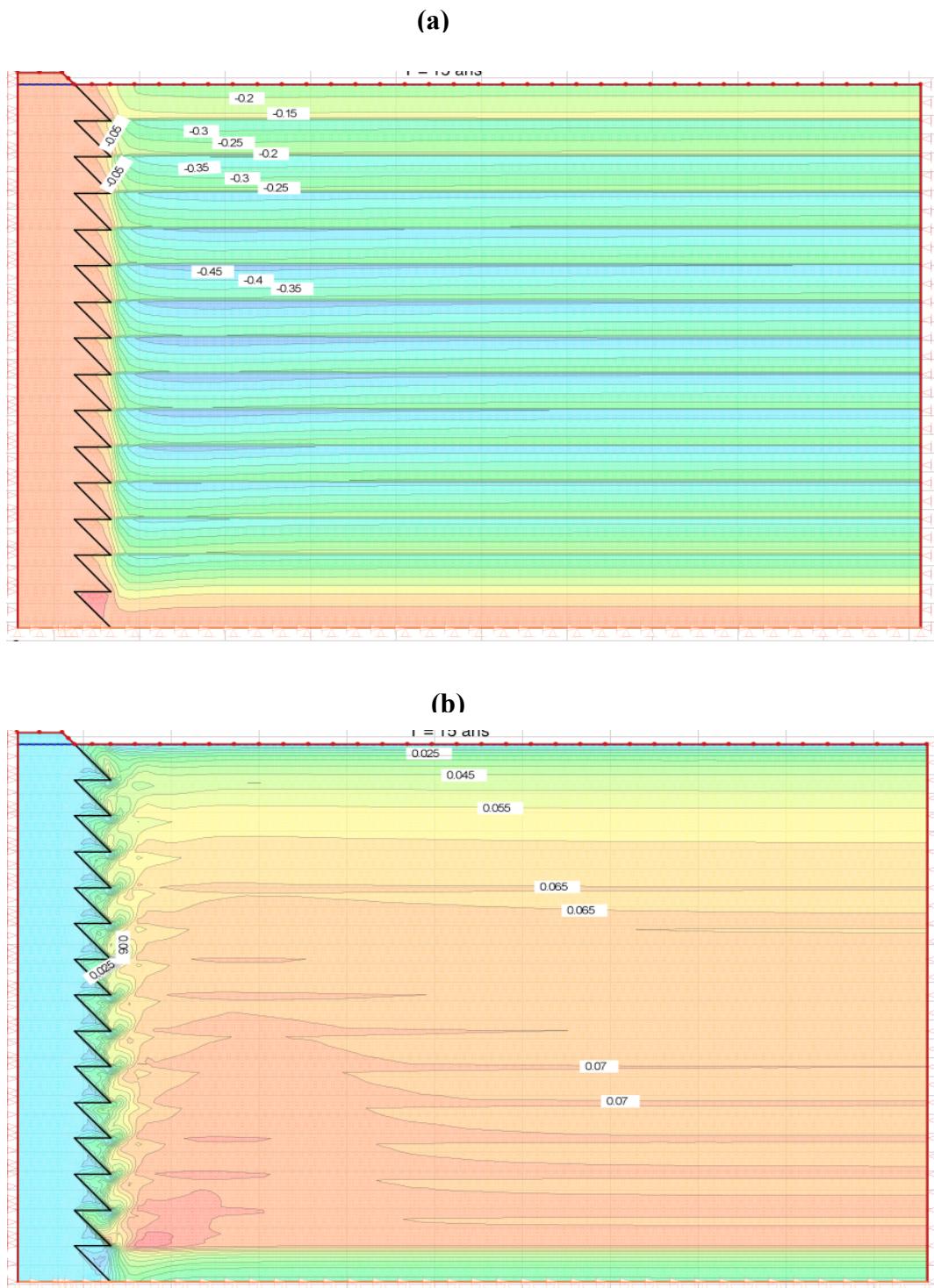


Figure 6-31 : Isocontours obtenus à  $t=15,99$  pour une inclusion en forme de trapèze (cas 6-1)  
 Dimensions : 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformation verticale (en Y).

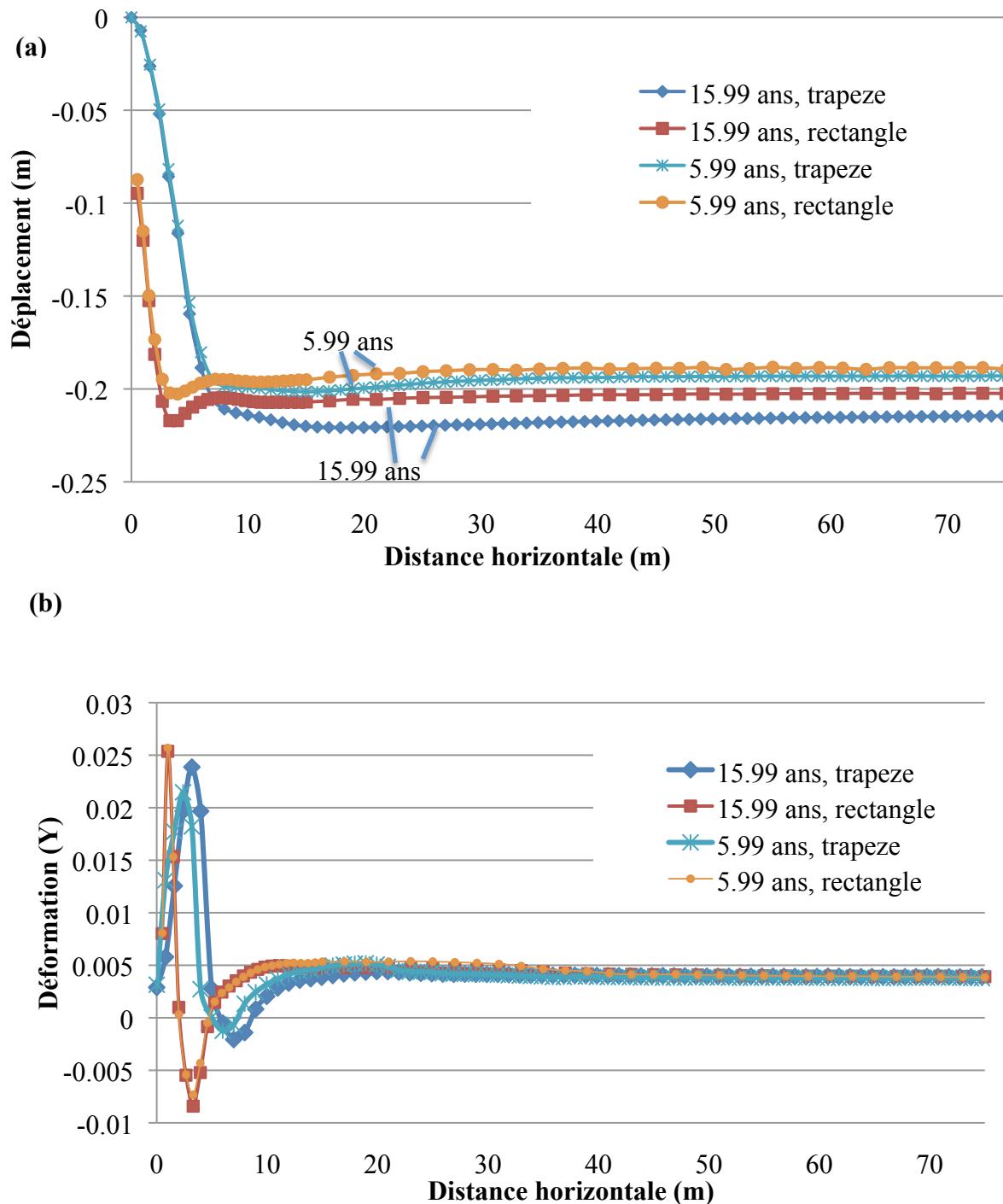


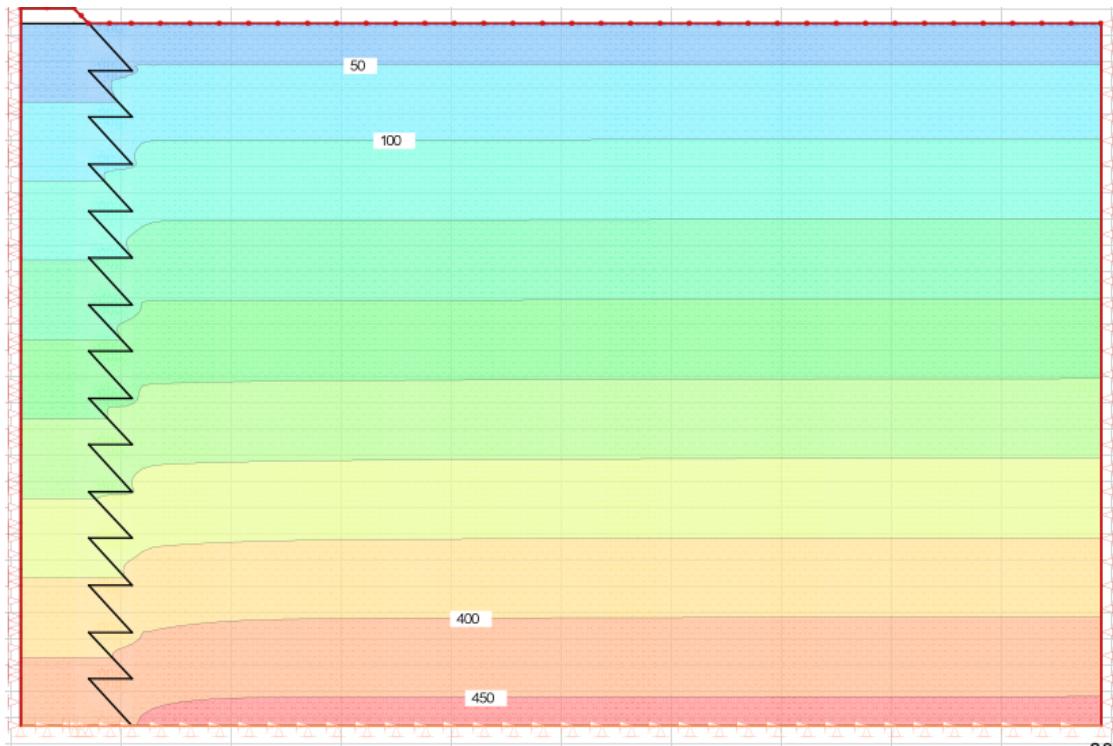
Figure 6-32 : (a) déplacement vertical pour forme des inclusions (cas 6-1) au temps  $t=15,99$  ans, en fonction de la distance horizontale (m) à la surface sur (m) (b) déformation verticale correspondante.

On observe une faible différence (1-2 cm) entre le tassement maximal en surface pour le cas avec les inclusions en formes de rectangle et de trapèze aux années 5 et 15. Le tassement serait légèrement moindre avec les inclusions en forme de rectangle. Le tassement est plus élevé à l'année 15 qu'à l'année 5. La zone d'influence des inclusions basée sur le tassement dans les résidus est la même pour les deux cas. On observe aussi que les déformations aux années 5 et 15 sont similaires pour les inclusions en forme de rectangle, mais elles sont légèrement différentes aux années 5 et 15 pour les inclusions en forme de trapèze.

Les figures 6-33a, b montrent les isocontours simulés pour la pression interstitielle et les contraintes effectives verticales au temps  $t=15$  ans (cas 6-1). Ces isocontours peuvent être comparés à ceux des figures 5-34 et 5-35 pour le cas de base avec inclusions rectangulaires. Les valeurs et tendances observées aux figures 6-34a, b pour les inclusions en forme de trapèze sont similaires à celles des figures 5-29 et 5-30 pour les inclusions rectangulaires. On constate que les isocontours de pression interstitielle et de contraintes effectives verticales se courbent à proximité des inclusions de manière un peu plus irrégulière que pour le cas rectangulaire. La contrainte verticale effective dans les résidus près des inclusions est moindre pour les inclusions en forme de trapèze que celles en forme de rectangle. Il semble que la forme trapézoïdale répartit un peu différemment la contrainte verticale dans les inclusions rocheuses, ce qui diminue la contrainte effective dans les résidus à proximité. Loin des inclusions, la contrainte effective dans les résidus est très similaire dans les deux cas.

La figure 6-34 présente un graphique de l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$  ans à  $t=15,99$  ans) pour des points situés à différentes distances horizontales X. La figure compare les résultats pour des modèles avec les inclusions en formes de rectangle et de trapèze.

(a)



(b)

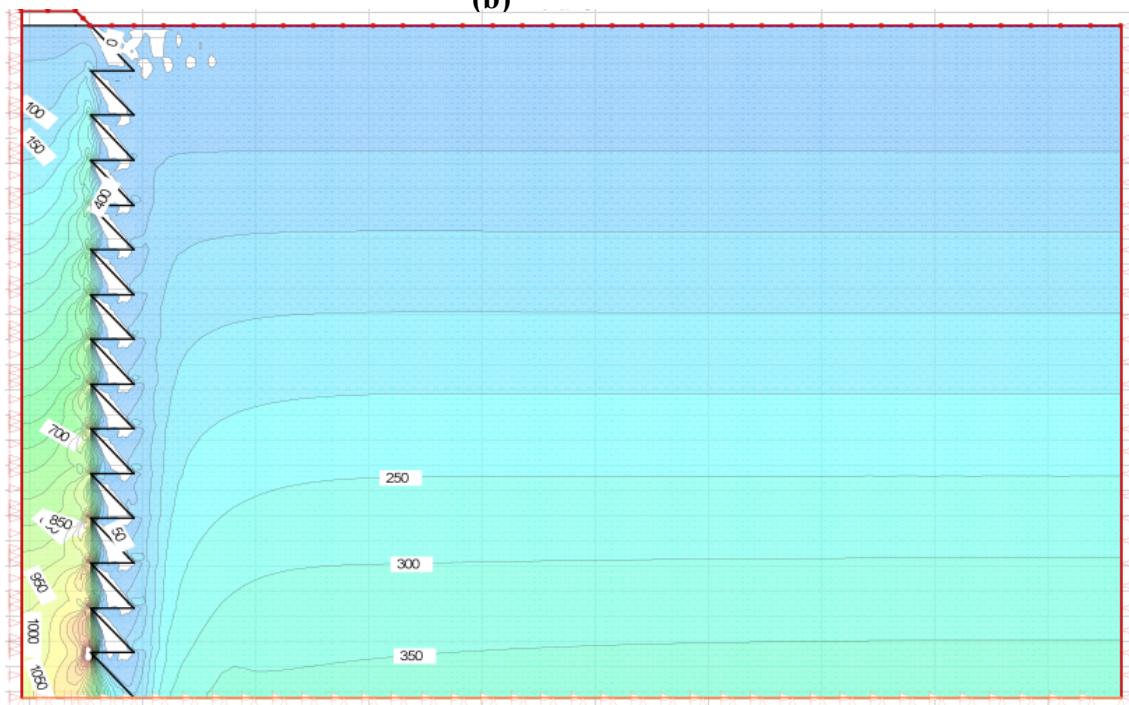


Figure 6-33 : Pression interstitielle (kPa) au temps  $t=15$  ans pour un cas avec une inclusion en forme de trapèze (cas 6-1) (b) : Contrainte effective verticale (kPa).

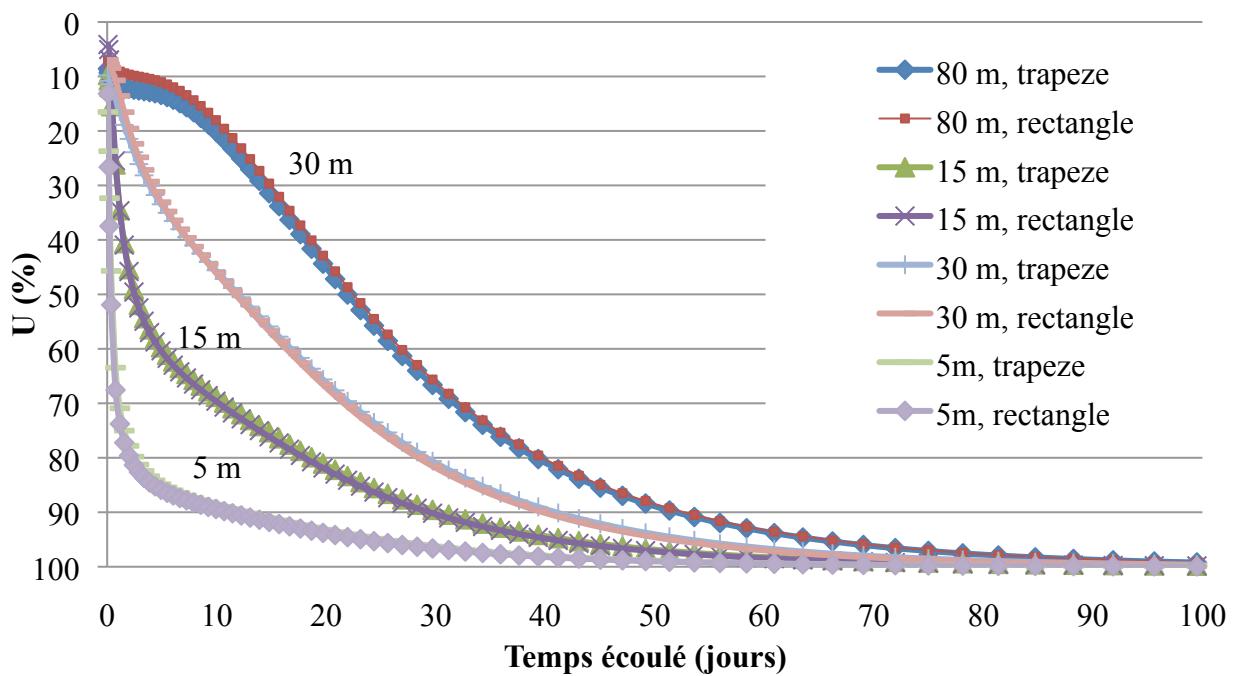


Figure 6-34 : Degré de consolidation simulé à la base des résidus ( $Z=0$ ) en fonction du temps (jours) et de la distance horizontale  $X$  (m) pour des inclusions en formes de rectangle et de trapèze (cas 6-1) lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$  ans à  $t=15,99$  ans).

On constate à la figure 6-34 que la différence entre les résultats obtenus pour les deux géométries est très faible pour une même distance horizontale dans les résidus. On en conclut que la forme des inclusions a un impact très limité et n'est pas un facteur déterminant sur la vitesse de consolidation des résidus miniers à proximité d'inclusions drainantes. Les résultats obtenus pour un modèle rectangulaire simplifié sont donc jugés représentatifs.

## 6.7 Vitesse de remplissage des résidus (cas 7)

La séquence de déposition des résidus miniers à l'intérieur du parc a été simplifiée comme si cela se faisait instantanément au début de chaque année. Un taux de déposition de 3 m/an sur une durée de 15 ans a été utilisé. À la section 6.2, il a été montré qu'une conductivité hydraulique saturée des résidus entre  $1,7 \times 10^{-4}$  et  $1,7 \times 10^{-6}$  cm/s permettait la dissipation des surpressions en une année avant la déposition de la couche suivante sans accumulation des pressions interstitielles dans les résidus (pour une hauteur maximale de 45 m). On analyse ici l'impact de différents facteurs liés à la vitesse de déposition des résidus. Dans un premier temps, des taux de déposition de 2 m/an et 4 m/an sur une période de déposition de 15 ans sont simulés. Ensuite, on simule une déposition quotidienne de résidus, sur une période d'une semaine, (sur la base de 3 m/an). Finalement, la vitesse de drainage des résidus est réduite (en abaissant la conductivité hydraulique saturée) pour évaluer s'il y a accumulation de pressions interstitielles (sans inclusion drainante). Ce cas est comparé à la solution théorique de Gibson (1958).

Des vitesses de déposition de 2 m/an (cas 7-1), 3 m/an (cas de base) et 4 m/an (cas 7-2) sur des périodes de 15 ans sont d'abord simulées. La figure 6-36a illustre le tassement en surface des résidus en fonction de la distance horizontale à partir des inclusions aux temps  $t=5,99$  ans,  $t=10,99$  ans et  $t=15,99$  ans. La figure 6-35b illustre la déformation verticale Y à la surface des résidus au temps  $t=15,99$  ans.

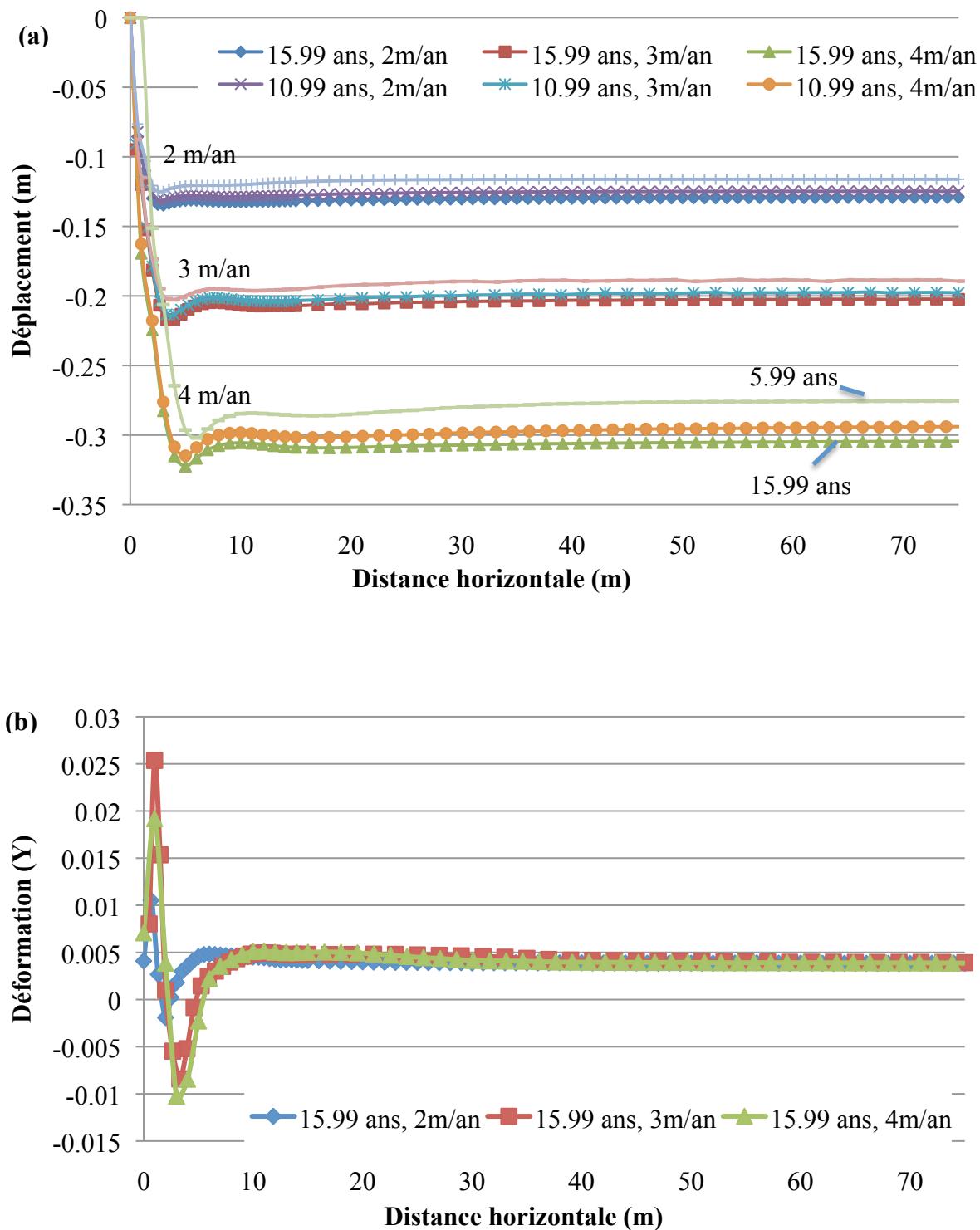


Figure 6-35 : Effet de la vitesse de déposition (cas de base, 7-1, 7-2) et de l'épaisseur (30 à 60 m) (a) sur le tassement vertical aux temps 5,99, 10,99 et 15,99 ans en surface (m) (b) et sur la déformation verticale Y au temps  $t=15,99$  ans (en fonction de la distance horizontale m).

Les figures 6-35a, b illustrent bien l'effet du taux de déposition annuelle (en une seule étape) sur les tassements des résidus. Plus la vitesse de déposition est élevée, plus le tassement en surface des résidus est grand (car les contraintes sont plus élevées à un temps donné). Pour la même année, on constate des différences d'environ 10 cm pour chaque mètre de résidus additionnels. Ceci indique qu'augmenter l'épaisseur augmente le tassement cumulatif des résidus en surface. La vitesse de déposition affecte aussi les déformations verticales à proximité des inclusions (sur une distance de 15-20 m). Au-delà de cette distance, la déformation en surface devient uniforme.

L'augmentation de la vitesse de remplissage augmente la surpression ( $\Delta u$ ) induite et le temps nécessaire pour dissiper les pressions excédentaires. Cet effet est illustré aux figures 6-36a et b qui montre l'évolution du degré de consolidation à la base des résidus en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$  à  $15,99$  ans). Les figures illustrent cet effet loin des inclusions, à  $X=75$  m et pour le cas sans inclusion (en a), et également proche des inclusions à des distances de  $X=5$  m et  $X=15$  m (en b).

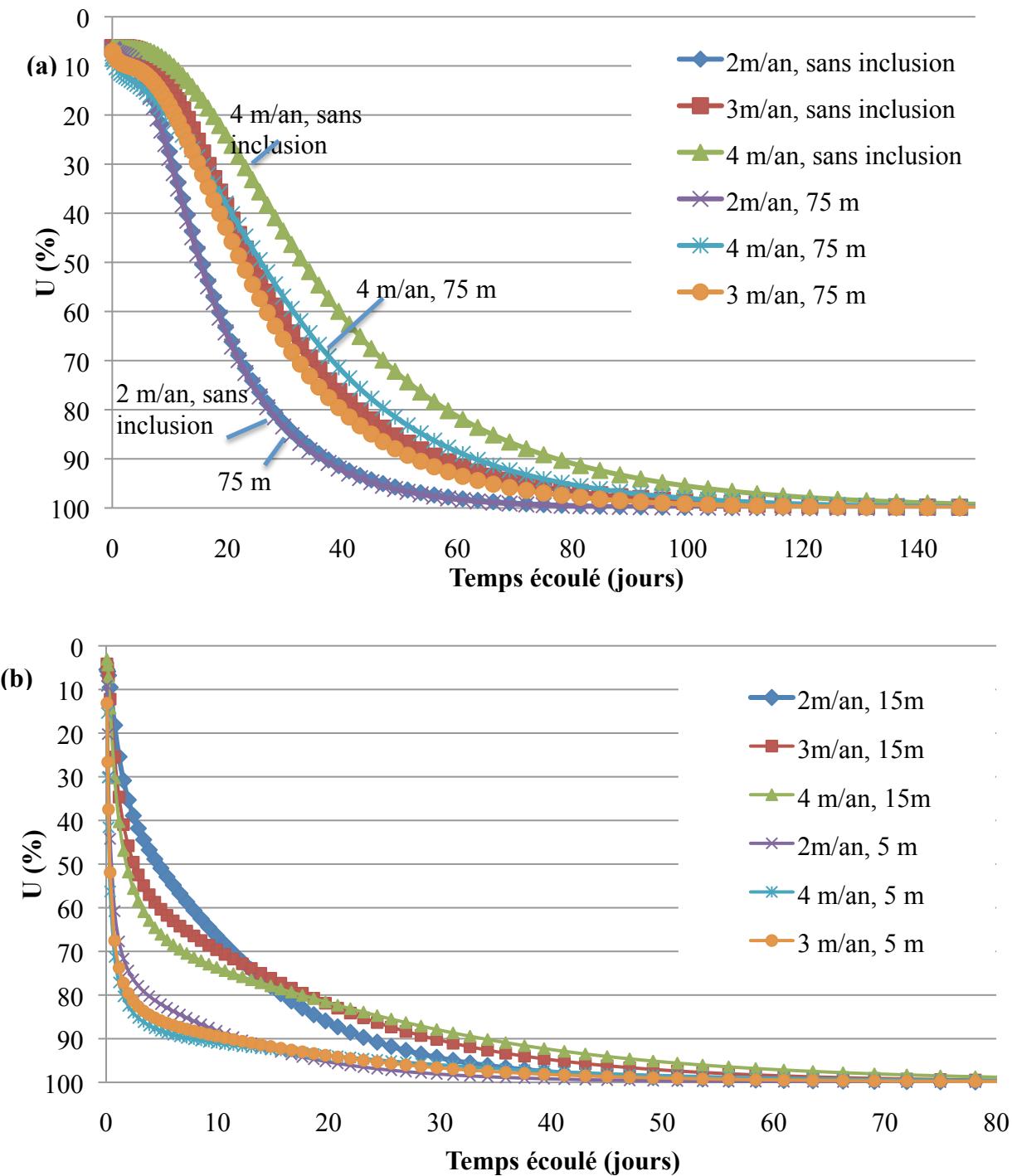


Figure 6-36 : U (%) simulé à la base des résidus (cas 1, 7-1, 7-2) en fonction du temps (jours) lors de la déposition de la couche 15 ( $t=15$  ans à  $t=15,99$  ans) pour différentes vitesses de remplissage et différentes épaisseurs ; (a) à une distance horizontale  $X=75$  m et sans inclusion; (b) à une distance horizontale  $X=5$  m et  $X=15$  m.

Les figures 6-36a et b montrent l'évolution du degré consolidation U% à la base des résidus lors de la déposition de la dernière couche de résidus ( $t=15$  ans à  $t=15,99$  ans) pour un cas sans inclusion, et le cas avec inclusions à une distance des inclusions  $X=75$  m. Une augmentation de la vitesse de déposition augmente le temps nécessaire pour dissiper les pressions excédentaires. Par exemple, pour le cas sans inclusion, il faut environ 37 jours pour atteindre un degré de consolidation de 90% avec un taux de déposition de 2 m/an; il faut environ 57 jours pour un taux de 3 m/an; et 77 jours pour 4 m/an.

La figure 6-36a montre que l'épaisseur des résidus a aussi un impact sur la zone d'influence des inclusions relativement à la dissipation des pressions interstitielles. La courbe du degré de consolidation en fonction du temps pour le cas sans inclusion est identique à celle donnée au point situé à 75 mètres des inclusions pour un taux de déposition de 2 m/an (i.e. épaisseur des résidus et des stériles de 30 m). Sur les figures, on note aussi qu'il y a une légère différence (de quelques jours) entre le temps de dissipations à la base des résidus pour le cas sans inclusion et celui situé à 75 m des inclusions avec un taux de déposition de 3 m/an (épaisseur de résidus et inclusions de 45 mètres). Pour un taux de déposition de 4 m/an, cette différence est d'environ 20 jours. Cette figure confirme qu'augmenter l'épaisseur des résidus augmente la zone d'influence d'un système d'inclusions drainantes.

La figure 6-36b illustre l'effet de la vitesse de remplissage et de l'épaisseur sur la consolidation et la dissipation des surpressions à la base des résidus lors de la mise en place de la couche 15 ( $t=15$  ans à  $t=15,99$  ans) à proximité des inclusions ( $X=5$  m et  $X=15$  m). On voit que proche des inclusions le temps de dissipation des pressions en excès est plus rapide pour le point situé à  $X=5$  m qu'à  $X=15$  m (figure 6-37b) pour les 3 vitesses de déposition. On observe aussi que la dissipation dans les premiers jours est plus rapide pour les vitesses de déposition plus élevées; après un certain temps, la dissipation se fait plus rapidement pour les vitesses de déposition plus faibles. Par exemple, à  $X=15$  m, il faut 15 jours pour atteindre un degré de consolidation de 75 % à la base des résidus pour des taux de déposition de 2 m/an, 3m/an et 4 m/an. Toutefois, pour atteindre un degré de consolidation de 90 % au même point, il faut 25 jours pour un taux de

déposition de 2 m/an; 30 jours pour un taux de déposition de 3 m/an et 35 jours pour un taux de déposition de 4 m/an.

Les cas simulés jusqu'ici considèrent une déposition annuelle de résidus en une seule étape « instantanée », ce qui est une simplification du problème puisque les résidus sont déposés progressivement dans le parc. Une simulation avec une vitesse de déposition de 1 cm par jour sur 7 jours (épaisseur totale de 7 cm à partir de la base), suivie par une période de repos, a été réalisée pour examiner l'évolution des pressions excédentaires sur une période de dissipation en continu (de courte durée). Cette vitesse de déposition correspond environ à une déposition annuelle de 3 m/an. Cette simulation a été faite pour un cas sans inclusion avec un résidu ayant une conductivité hydraulique de  $1,7 \times 10^{-5}$  cm/s et de  $1,7 \times 10^{-7}$  cm/s. La solution de Gibson (1958) est utilisée pour comparer les résultats obtenus (équation 2-24).

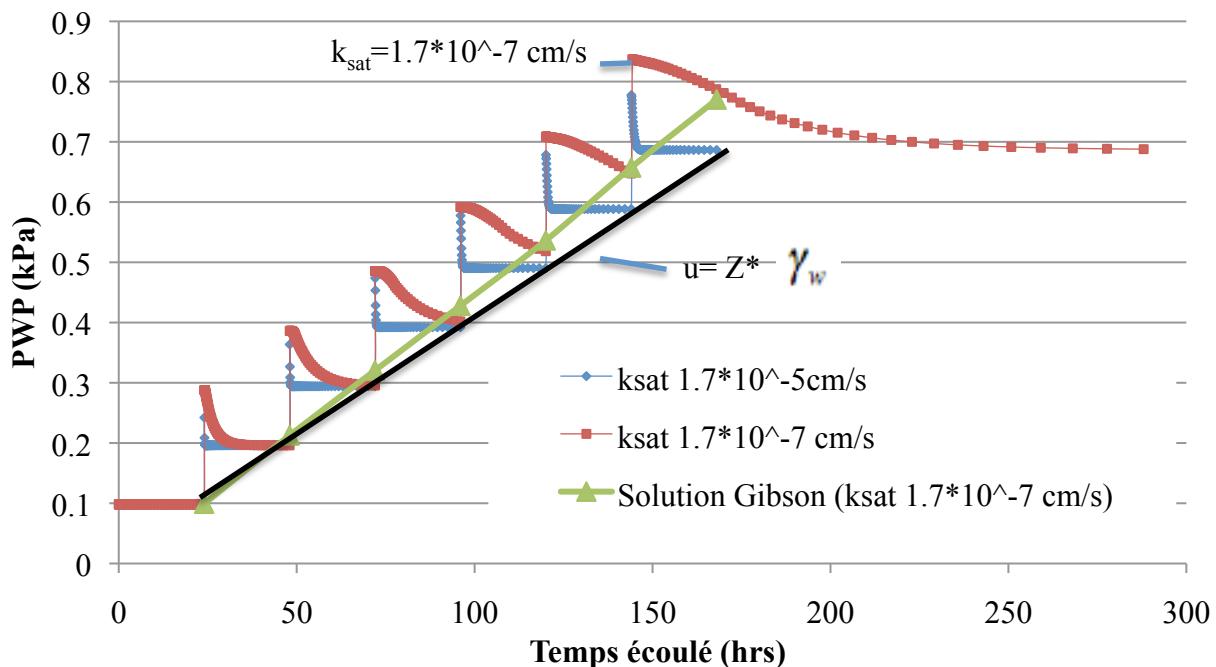


Figure 6-37: Évolution des pressions d'eau (kPa) à la base des résidus pour un cas sans inclusion lors de la déposition des couches de résidus de 1 cm à chaque jour pendant 7 jours (cas 7-3, épaisseur de 7 cm à partir de la base). Simulation avec  $k_{sat}=1,7 \times 10^{-5}$  cm/s et  $1,7 \times 10^{-7}$  cm/s. On note aussi la pression hydrostatique et la pression calculée avec la solution de Gibson pour  $k_{sat}=1,7 \times 10^{-7}$  cm/s.

On note que pour les résidus avec les propriétés de base ( $k_{sat}=1,7*10^{-5}$  cm/s), les pressions en excès ( $\Delta u$ ) à la base (épaisseur de 7 cm) sont dissipées très rapidement lors de la déposition sur 7 jours. Dans ce cas, il n'y a pas d'accumulation de pressions excédentaires lors de la déposition. Lorsqu'une valeur de  $k_{sat}$  100 fois plus petite est utilisée ( $k_{sat}=1,7*10^{-7}$  cm/s), la vitesse de consolidation est réduite. La figure 6-37 montre l'accumulation des pressions excédentaires dans ce cas. Pour les premières couches, le temps de dissipation n'est que légèrement plus long que pour le cas de base et une période de 24 heures est suffisante pour tout dissiper. Plus le nombre de couches augmente, plus le temps de dissipation augmente. Après la déposition de la couche 3, le temps de dissipation devient supérieur à 24 heures et l'on assiste à une accumulation des surpressions dans la couche à la base des résidus. Après une semaine, on arrête la déposition des résidus et on dissipe les pressions d'eau progressivement. Cela prend environ 60 heures après l'arrêt de la déposition pour dissiper la pression en excès qui s'était créée à la base des résidus (épaisseur de 7 cm). Dans ce cas, l'accumulation des pressions d'eau est bien prédite par la théorie de Gibson (1958). Par contre, la valeur initiale de la surpression n'est pas reproduite par la solution de Gibson (1958). Pour le cas de base, la vitesse de consolidation est rapide et la solution de Gibson (1958) donne une pression hydrostatique ( $u = \gamma_w * z$ ).

La figure 6-38 montre l'évolution des pressions interstitielles à  $z=0$  pour un cas sans inclusion avec une déposition « instantanée » de 3 m au début de chaque année, pour trois valeurs de  $k_{sat}$ ; ces résultats sont aussi comparés à la solution de Gibson (1958).

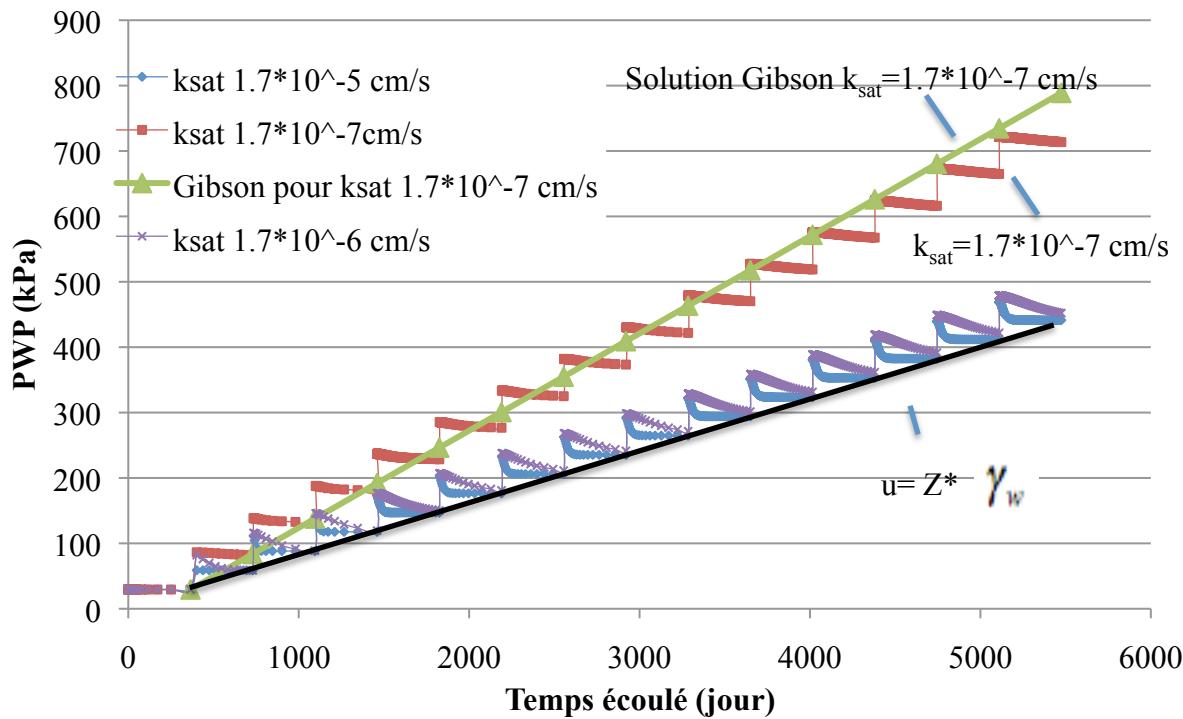


Figure 6-38 : Évolution des pressions d'eau (kPa) à  $Z=0$  pour un cas sans inclusion (7-4) lors de la déposition « instantanée » des couches de résidus de 3 m, à chaque année, pendant 15 ans ; solution avec  $k_{\text{sat}}=1,7*10^{-5}$  cm/s,  $k_{\text{sat}}=1,7*10^{-6}$  cm/s et  $k_{\text{sat}}=1,7*10^{-7}$  cm/s; on note aussi la pression hydrostatique et la mesure obtenues de la solution de Gibson (1958) pour  $k_{\text{sat}}=1,7*10^{-7}$  cm/s.

Pour les résidus ayant une conductivité hydraulique de  $1,7*10^{-5}$  cm/s (cas de base #1), la pression d'eau atteint rapidement la pression hydrostatique à chaque étape de remplissage. Pour la conductivité hydraulique de  $1,7*10^{-6}$  cm/s, il y a une légère accumulation de pression d'eau à la base des résidus après 15 ans. Pour une conductivité hydraulique de  $1,7*10^{-7}$  cm/s, une importante accumulation de surpression d'eau se crée dans les résidus. La solution de Gibson (1958) donne des pressions qui tendent vers la pression d'eau hydrostatique pour les valeurs de conductivité hydraulique saturée de  $1,7*10^{-5}$  cm/s et  $1,7*10^{-6}$  cm/s en raison de la vitesse de consolidation des résidus. Pour les résidus ayant une conductivité hydraulique saturée de  $1,7*10^{-7}$  cm/s, la valeur de pression finale prédite par la théorie de Gibson (1958) concorde assez bien avec les valeurs simulées durant les premières années. Par la suite, les valeurs prédites par la théorie de Gibson (1958) augmentent et correspondent aux valeurs initiales de pression interstitielle.

## 6.8 Analyse et discussion des résultats

L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre portait sur 7 variables et sur leur influence sur les déplacements, les déformations et le temps de dissipation des pressions en excès lors de la consolidation des résidus miniers à proximité d'une inclusion drainante et rigide. Les variables prises en compte incluent le modèle de comportement (CCM ou EP) des résidus (cas 1), la conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  des résidus (cas 2), l'indice de compression  $C_c$  des résidus (cas 3), la rigidité via  $E$  des inclusions (cas 4), la présence d'une zone de transition à l'intérieur des inclusions (cas 5), la forme des inclusions (cas 6) ainsi que la vitesse de déposition des résidus dans le parc (cas 7). Ces résultats de simulations s'ajoutent à ceux du cas de base présentés au chapitre 5.

Les résultats ont montré que les déplacements en surface des résidus sont pratiquement similaires pour les modèles EP et CCM (section 6.1). Par contre, à partir de 3 m sous la surface des résidus, les déplacements (et les déformations) sont plus élevés avec le modèle EP. On a aussi observé que la zone d'influence des inclusions sur le tassement (et la déformation) est plus étendue avec le modèle EP qu'avec le modèle CCM. Ces différences peuvent être expliquées par le fait que le modèle EP engendre une distribution différente des contraintes et des déformations. L'ampleur de la zone d'influence des inclusions liée au temps de dissipation semble similaire pour les deux modèles de comportement, mais la dissipation s'effectue plus rapidement avec le modèle CCM qu'avec le modèle EP. Les déplacements et déformations prédits par les deux modèles sont différents (à l'exception de la surface), ce qui influence le temps de dissipation. Lorsqu'il y a des déplacements (et des déformations) plus grands, le temps nécessaire pour dissiper les pressions interstitielles en excès augmente. Les deux modèles de comportement utilisent des approches différentes pour calculer la déformation des résidus, ce qui influence les résultats. Cette caractéristique affecte le temps de dissipation, mais non la zone d'influence des inclusions (liée à l'accélération de la vitesse de dissipation des pressions en excès). Il est difficile de statuer sur le modèle le plus représentatif de la réalité sans avoir des résultats de mesure sur des cas plus spécifiques en laboratoire ou in situ.

La conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  n'influence pas l'ampleur du tassement (ni la déformation), la magnitude de la pression en excès initiale (lors de la déposition de chaque couche), et les contraintes effectives finales (après dissipation des  $\Delta u$ ). Par contre, ce paramètre joue un rôle très important sur le temps nécessaire pour dissiper la pression en excès  $\Delta u$  (section 6.2). Augmenter  $k_{\text{sat}}$  d'un facteur 10 (de  $10^{-5}$  cm/s à  $10^{-4}$  cm/s) augmente la vitesse de consolidation et diminue le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% par un facteur de 10 environ. Diminuer  $k_{\text{sat}}$  d'un facteur de 10 (de  $10^{-5}$  cm/s à  $10^{-6}$  cm/s) diminue la vitesse de consolidation et augmente le temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 90 % d'environ 6 à 8 fois. Cette relation entre le temps de consolidation et la conductivité hydraulique des résidus découle de l'équation générale de Terzaghi et ses diverses variations (voir section 2.1.1). L'ampleur de la zone d'influence des inclusions drainantes sur le temps de dissipation des pressions en excès ne semble pas être influencée par la valeur de  $k_{\text{sat}}$  des résidus. Par contre, l'accélération de la consolidation des résidus à l'aide d'inclusions est plus efficace pour une faible conductivité hydraulique. Pour diverses valeurs de  $k_{\text{sat}}$  considérées ( $1,7 \times 10^{-4}$  à  $1,7 \times 10^{-6}$  cm/s), les surpressions avaient le temps de se dissiper avant la déposition de la prochaine couche (en 1 an), ce qui n'a pas permis une accumulation à long terme de pression dans les résidus. En réduisant la conductivité hydraulique saturée à une valeur de  $1,7 \times 10^{-7}$  cm/s pour un cas sans inclusion (section 6.7), on a toutefois observé une accumulation des pressions en excès dans les résidus. Cette accumulation est aussi déduite de la solution de Gibson pour une valeur de  $k_{\text{sat}}$  de  $1,7 \times 10^{-7}$  cm/s.

La valeur de l'indice de compression  $C_C$  (et de  $\lambda$  dans le modèle CCM) affecte l'ampleur des déplacements (et les déformations) lors de la consolidation des résidus (section 6.3). Augmenter la valeur de  $C_C$  augmente les déplacements (et la déformation) des résidus, ce qui fait en sorte qu'un plus grand volume d'eau doit être expulsé des résidus pour les consolider. Par conséquent, une augmentation de la valeur de  $C_C$  augmente le temps nécessaire pour dissiper la pression en excès  $\Delta u$ . Ce facteur ne semble toutefois pas affecter l'ampleur de la zone d'influence des inclusions. Pour les valeurs de  $C_C$  obtenues au laboratoire, l'impact de ce paramètre sur les déplacements totaux était toutefois faible (écart d'environ 1 % sur une épaisseur de 45 m). L'augmentation de  $C_C$  a un impact plus prononcé sur les temps de consolidation (pour les valeurs obtenues au laboratoire). On en conclut que la valeur de  $C_C$  est un paramètre important contrôlant

l'ampleur et la vitesse de consolidation des résidus. Ce paramètre est lié au coefficient de compressibilité volumique du sol  $m_v$  et au coefficient de consolidation  $c_v$ . Par conséquent, il y a un lien entre la valeur de  $C_c$ , et les tassements d'un sol lors de sa consolidation et le temps nécessaire. Pour dissiper les pressions en excès pour un matériau ayant un  $C_c$  plus élevé, le tassement et le temps de dissipation augmenteraient significativement.

Il y a peu de différence au niveau des tassements (et des déformations) observés dans les inclusions et à proximité de celles-ci pour un module de Young  $E$  des stériles de 50 MPa et 50 GPa (section 6.4). Augmenter la valeur de  $E$  des inclusions change légèrement la répartition des contraintes effectives à proximité des inclusions. La valeur de  $E$  n'affecte pratiquement pas la déformation des inclusions et des résidus, car ces inclusions sont beaucoup plus rigides que les résidus. La rigidité des stériles a aussi un effet négligeable sur le temps de consolidation des résidus miniers proche et loin des inclusions. La même tendance a aussi été observée pour des résidus avec un comportement défini par le modèle EP. La section 2.2.8 présente des équations prédisant l'effet de la différence du coefficient de consolidation pour des drains rigides. Dans ces équations, l'effet de la rigidité est négligeable pour des contrastes de  $E$  élevées entre les résidus et les inclusions. Une redistribution des contraintes à proximité des inclusions se produit lorsque le  $E$  des inclusions est plus grand que celui des stériles, mais augmenter la valeur de  $E$  des inclusions au-delà d'un certain seuil ne change pas l'ampleur de cet effet. De plus, il semble que l'effet bénéfique des inclusions sur la consolidation soit surtout lié à leur  $k_{sat}$  élevé qui accélère le drainage, plutôt qu'à leur rigidité qui réduit les tassements et déformations. L'effet de la rigidité peut être utile lors de sollicitations dynamiques, mais contribue relativement peu au phénomène de consolidation. Les résultats de ces simulations confirment que l'apport de la rigidité des inclusions sur la consolidation des résidus miniers est plutôt faible.

La présence d'une zone de transition (avec un  $k_{sat}$  réduit) dans les inclusions n'influence pas l'ampleur des tassements (et les déformations finales) des résidus (section 6.5). Cette zone de transition a toutefois un impact sur la vitesse de consolidation des résidus. Cet effet se fait sentir sur une plus grande distance pour des épaisseurs de résidus plus élevées. La largeur de la zone de transition ne semble pas avoir un impact prononcé sur la réduction des vitesses. Les cas analysés

portant sur des zones de transition de 1 m et 2,5 m de largeur ont produit des temps de dissipation similaires. Ces temps étaient cependant supérieurs dans le cas où la zone de transition était de 5 m (soit la largeur des inclusions). Le facteur le plus important ici est la conductivité hydraulique de la zone de transition. Ce facteur peut ralentir la vitesse de consolidation à proximité des inclusions rocheuses. La largeur de la zone de transition est un facteur moins important puisqu'une certaine partie des inclusions reste beaucoup plus perméable que les résidus et permet le drainage horizontal. La réduction de la vitesse de consolidation des résidus pourrait être attribuable à un effet de puits lié à la diminution du volume des inclusions permettant le drainage rapide. Lorsque la conductivité hydraulique des inclusions est 200 fois plus élevée que celle des résidus, on observe peu de différence sur la vitesse de consolidation, même si la totalité des inclusions est incluse dans la zone de transition. Par contre, lorsque ce contraste de  $k_{sat}$  est inférieur, l'effet des inclusions devient moindre.

La forme des inclusions, (rectangle ou trapèze) a un impact très limité sur les tassements simulés, les déformations et le temps de dissipation des pressions en excès dans les résidus (section 6.6). La forme des inclusions ne serait pas un facteur déterminant pour la consolidation des résidus miniers à proximité d'inclusions drainantes. Les résultats obtenus pour un modèle rectangulaire simplifié seraient donc représentatifs. L'effet des inclusions sur la consolidation des résidus miniers est lié au drainage radial causé par la conductivité hydraulique plus élevée des inclusions. La forme des inclusions influence légèrement la répartition des contraintes autour des inclusions (et pourrait augmenter la stabilité des inclusions), mais ce facteur a un impact très limité sur la consolidation des résidus.

Augmenter la vitesse de déposition des résidus tend à augmenter le temps nécessaire pour dissiper les pressions en excès ainsi que la magnitude des déplacements (et des déformations) dans les résidus (section 6.7). Les vitesses de déposition considérées ici ne produisent pas, en général, l'accumulation de pressions en excès dans les résidus pour les propriétés moyennes choisies. Une déposition plus progressive (sur une courte durée de temps de 7 jours) ne produit pas non plus d'accumulation de pressions en excès. Ce comportement est confirmé par l'application de la solution de Gibson (1958) qui tend vers une pression hydrostatique pour les

paramètres étudiés. Une conductivité hydraulique réduite à une valeur de  $1,7*10^{-7}$  cm/s engendre cependant une accumulation des pressions en excès dans les résidus. Cette accumulation est aussi observée lors de l'application de la solution de Gibson (pour une valeur de  $k_{sat}$  de  $1,7*10^{-7}$  cm/s).

La zone d'influence des inclusions est définie par la distance à partir de laquelle le comportement des résidus n'est plus influencé par les inclusions. Cette zone dépend du paramètre de référence utilisé. Les résultats des simulations indiquent que la zone d'influence des inclusions sur le temps de dissipation des pressions en excès serait d'environ 2 fois l'épaisseur des résidus. La zone d'influence des inclusions sur les tassements (et les déformations) des résidus est plus petite, et se limite à proximité des inclusions (10-15 m pour le cas de base). Cette zone d'influence était plus élevée lors des simulations avec le modèle EP.

L'influence de la distance entre deux inclusions rigides sur la consolidation des résidus miniers n'a pas été examinée dans cette étude. Il pourrait y avoir un effet combiné de deux inclusions sur le temps de consolidation des résidus se retrouvant dans des zones d'influence se chevauchant. Ce facteur n'a pas été considéré et mériterait d'être examiné davantage.

Un autre paramètre qui n'a pas été considéré est l'anisotropie des résidus miniers. La plupart des résidus ont une conductivité hydraulique plus grande dans la direction horizontale que verticale, ce qui augmenterait l'efficacité du système d'inclusions. L'hypothèse formulée ici est conservatrice, mais il serait intéressant d'examiner l'effet de l'anisotropie des résidus dans un tel système (voir aussi Jahouar 2012).

## CHAPITRE 7- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Un des objectifs de ce projet était de déterminer les propriétés de résidus miniers et de stériles pour être en mesure d'analyser la consolidation de ces résidus, suite à leur déposition dans un parc à résidus à proximité d'inclusions drainantes. Suites aux essais de caractérisation en laboratoire, des simulations numériques ont été menés avec le code d'éléments finis SIGMA/W (Geo-Slope, 2007). Les résultats et observations présentés dans ce document contribuent à l'amélioration des connaissances sur la consolidation des résidus miniers à proximité d'inclusions de roches stériles. Les données expérimentales obtenues pourront être utilisées lors de la poursuite de ces travaux. Ce chapitre rappelle les principaux résultats et les conclusions découlant de cette étude (regroupés par objectif) ainsi que quelques recommandations.

### 7.1 Conclusion

L'objectif 1 portait sur la détermination de certaines propriétés hydrogéotechniques des matériaux (résidus et stériles) par le biais d'essais de laboratoire (chapitres 3 et 4) :

- La teneur en eau initiale, la densité de pulpe, la granulométrie, la densité relative des grains ( $D_r$ ), la conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ), la courbe de compaction ainsi que les propriétés de consolidation des résidus ont été mesurées. Les valeurs expérimentales ont été comparées à celles de la littérature et à des modèles prédictifs. Les résultats obtenus étaient en accord avec les valeurs anticipées (sauf pour le  $c_v$  dans certains cas)
- La conductivité hydraulique saturée des résidus en cellule triaxiale est d'environ  $1*10^{-5}$  cm/s pour les 4 essais effectués. Ces résultats concordaient bien aux résultats obtenus avec le modèle prédictif KCM (développé spécialement pour les résidus miniers; Aubertin et al. 1998) et un peu moins bien avec le modèle KC (Chapuis et Aubertin, 2003).
- Un montage a été conçu au laboratoire pour évaluer les propriétés de consolidation des résidus miniers en colonne. Six essais de consolidation ont été effectués en utilisant ce nouveau montage expérimental, basé en partie sur les travaux de Pedroni (2011). Ce montage a été utilisé puisque les essais de consolidation dans les odomètres

conventionnels ne permettaient pas de bien définir les propriétés de consolidation des résidus (en raison d'une vitesse de consolidation trop élevée).

- Le coefficient de consolidation  $c_v$  déterminé lors des essais de consolidation n'a pas une valeur constante, mais il varie avec la magnitude des contraintes sur une gamme de valeurs étalée pour un même essai (pouvant aller de  $1 \text{ mm}^2/\text{s}$  à  $200 \text{ mm}^2/\text{s}$ ).
- Les propriétés de consolidation obtenues pour ces résidus correspondent à la plage des valeurs répertoriées par Bussière (2007). Le coefficient de consolidation  $c_v$  a été utilisé pour évaluer la conductivité hydraulique des résidus testés. Les valeurs de conductivité hydraulique ainsi obtenues sont comparables avec les valeurs obtenues lors des essais en cellule triaxiale.
- La granulométrie, la densité relative et la conductivité hydraulique saturée des stériles ont été évaluées au laboratoire. La granulométrie de ces échantillons de stériles a été tronquée à une taille inférieure à 10 cm avant le début des mesures. La granulométrie des stériles correspond à celle d'un gravier uniforme (GP) selon la classification USCS.
- Un essai de conductivité hydraulique en colonne a été effectué sur les roches stériles (avant que la colonne ne se brise). Les valeurs mesurées durant cet essai sont entre  $1,33 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$  et  $1,76 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ , ce qui est environ quatre ordres de grandeur supérieurs à celle des résidus. Ces résultats sont compatibles avec les travaux de Peregeodova (2012) pour des stériles d'une autre provenance. Par contre, les résultats obtenus à partir des modèles prédictifs ne sont pas représentatifs des valeurs mesurées.

L'objectif 2 était d'évaluer les capacités du code numérique sélectionné SIGMA/W (Geo-Slope, 2007), notamment en simulant la consolidation de résidus miniers (chapitre 5) telle que caractérisée lors des essais de laboratoire.

- Le code SIGMA/W a été sélectionné puisque quelques auteurs l'avaient déjà utilisé et validé lors de travaux sur des rejets miniers (El Mkdakmi, 2011; Jahouar et al., 2011; Pedroni, 2011)
- Deux des six essais de consolidation en colonne réalisés au laboratoire ont été simulés avec le code en utilisant les modèles de comportement Cam Clay modifié et Élastique Plastique. Les tassements mesurés lors des essais ont été très bien reproduits avec les

deux modèles, avec des écarts  $\leq 1$  mm, à l'exception du premier palier de chargement. Le temps nécessaire pour atteindre des degrés de consolidation de 50 % et 90 % a aussi été bien reproduit avec les deux modèles. Des contraintes effectives verticales  $\sigma'_v$  allant jusqu'à 325 kPa ont été appliquées en surface pour une variation de l'indice des vides  $\Delta e$  de 0,2.

- Le modèle Élastique Plastique EP (Mohr-Coulomb) donne des résultats similaires au modèle Cam Clay Modifié CCM et aux résultats expérimentaux lorsqu'une fonction est utilisée pour faire évoluer le module de Young des résidus  $E$  en fonction de la contrainte appliquée en surface. Lorsque le module de Young des résidus est maintenu constant, le modèle Élastique Plastique ne réussit pas à bien simuler le comportement des résidus lors des essais de consolidation.
- L'effet du contact frictionnel le long des parois sur les résultats des essais en colonne a été analysé à partir des simulations. Les résultats indiquent que son effet était faible et limité à la zone très proche des parois. L'effet de la plaque rigide au sommet des résidus a aussi été simulé; cette plaque rend les déplacements des résidus plus uniformes, mais elle influence peu la valeur du tassemement des résidus et la vitesse de consolidation.
- La reproduction des résultats d'essais de consolidation a été jugée satisfaisante, confirmant la capacité de SIGMA/W à reproduire la consolidation des résidus miniers.

L'objectif 3 visait à évaluer l'impact d'une inclusion composée des roches stériles sur la vitesse de consolidation et l'ampleur des tassemements des résidus miniers (chapitre 5) :

- Pour le cas de base ayant un taux de déposition de 3 m/an et une hauteur maximale de 45 m, les simulations ont été effectuées avec le modèle de comportement Cam Clay Modifié. Il a été observé que le tassemement et la déformation des résidus sont réduits à proximité des inclusions sur une distance d'environ 5 à 10 mètres.
- Le tassemement en surface lors de la déposition d'une nouvelle couche varie typiquement entre 18 et 20 cm. Lors de la déposition d'une nouvelle couche, les couches antérieures se consolident davantage (et elles continuent à se déformer).
- Il a été observé que les isocontours des contraintes verticales effectives dans les résidus se courbent à proximité des inclusions. Dans cette zone, le temps de dissipation des

pressions en excès est plus court. Cette zone représente la zone d'influence des inclusions sur la dissipation des pressions en excès. L'ampleur de cette zone varie en fonction de l'épaisseur des résidus. Elle s'étend sur environ 2 fois la hauteur des inclusions (pour des inclusions pénétrant totalement les résidus). La zone d'influence des inclusions est surtout liée à la dissipation de  $u$ , plutôt qu'à l'ampleur de la déformation des résidus.

- Le temps nécessaire pour dissiper les pressions en excès diminue à mesure qu'on s'approche des inclusions; il est grandement réduit à proximité des inclusions. À l'intérieur de la zone d'influence des inclusions (liée au temps de dissipation des pressions en excès), le temps de dissipation des pressions d'eau diminue avec l'épaisseur des résidus en raison de l'effet du drainage horizontal. À l'extérieur de la zone d'influence, le temps de dissipation des pressions d'eau à la base des résidus augmente avec le nombre de couches antérieures (drainage vertical seulement).
- Après 15,99 ans depuis le début de la déposition des résidus, on n'observe pas d'accumulation de pression en excès dans les résidus avec les paramètres du cas de base. L'utilisation de la solution de consolidation de Gibson (1958) montre un résultat similaire, avec un rétablissement à la pression hydrostatique à chaque année (pour un taux de 3m/an et  $c_v > 1 \text{ mm}^2/\text{s}$ ).

L'objectif 4 visait à identifier les paramètres les plus importants qui influencent la consolidation des résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles (à l'aide de simulations numériques, chapitre 6) :

- Une évaluation des effets de plusieurs paramètres sur la consolidation des résidus indique que les variables les plus importantes sont la conductivité hydraulique saturée ( $k_{\text{sat}}$ ), l'indice de compression ( $C_C$ ) et la vitesse de déposition des résidus. Une valeur plus élevée de  $k_{\text{sat}}$  accélère la vitesse de consolidation. Une augmentation de l'indice de compression  $C_C$  diminue la vitesse de consolidation. Une vitesse de déposition plus rapide diminue la vitesse de consolidation et augmente l'ampleur de la zone d'influence des inclusions et le temps requis pour la dissipation des pressions en excès. Les inclusions apparaissent plus efficaces pour des résidus ayant une valeur faible de  $k_{\text{sat}}$ , une valeur élevée de  $C_C$  ainsi qu'une vitesse de déposition élevée.

- Le module de Young des roches stériles ainsi que la forme des inclusions ont un effet négligeable sur les résultats des simulations. La présence d'une zone de transition à l'interface résidus-stériles a un effet local sur le temps de consolidation. Cet effet dépend essentiellement de la conductivité hydraulique de la zone de transition (et non de sa largeur).
- La loi de comportement a un effet sur certains des résultats obtenus. Le modèle Cam Clay Modifié tend à réduire l'extension de la zone d'influence en terme des tassements, ainsi que la grandeur des déformations et des déplacements verticaux (comparé au modèle Élastique Plastique). Les temps de dissipation prédicts sont plus longs avec le modèle Élastique Plastique. Il est difficile de statuer sur le modèle le plus représentatif sans données in situ.

Ce travail a donc permis d'évaluer l'effet des inclusions de stériles sur la consolidation des résidus miniers provenant d'un site minier actuellement en opération. L'approche utilisée a combiné des techniques expérimentales et numériques. Une estimation des déplacements ainsi que des pressions interstitielles dans les résidus lors de la déposition des résidus à proximité d'inclusions a été produite. L'étude paramétrique a permis une meilleure compréhension des facteurs influençant les propriétés de consolidation des résidus à proximité des inclusions.

## 7.2 Recommandations

Ce document présente plusieurs résultats utiles pour la suite des travaux sur les inclusions de roches stériles. Il est recommandé de poursuivre les travaux sur les axes suivants :

- Des résultats de mesures in situ sur la consolidation des résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles permettraient d'évaluer la validité des résultats simulés. Cela aiderait aussi à calibrer le modèle numérique et à statuer sur le choix de la loi de comportement (Cam Clay Modifié ou Élastique Plastique ou autre) qui serait le plus approprié pour simuler la consolidation des résidus miniers à proximité d'une inclusion rocheuse. Cette évaluation est importante et permettrait une grande avancée dans ce domaine de recherche.

- Il serait bénéfique de modifier le montage des essais de consolidation en colonne pour mieux suivre l'évolution des pressions interstitielles à l'intérieur des résidus lors des essais.
- Un montage physique plus élaboré pour évaluer l'effet des inclusions sur la consolidation des résidus en laboratoire serait très utile.
- Il serait aussi utile de mesurer les paramètres de consolidation de résidus miniers ayant une autre provenance à l'aide du montage développé au laboratoire et de reproduire ces résultats à l'aide des simulations numériques.
- L'effet de la distance entre deux inclusions sur la consolidation des résidus miniers pour trouver l'espacement optimal est un facteur à revoir.
- Il faudrait aussi évaluer si les résidus possèdent une anisotropie de conductivité hydraulique et tenir compte de ce paramètre lors des modélisations numériques.
- L'effet de la déposition progressive des résidus pour différentes vitesses sur une très longue période ( $>10$  ans) devrait être considéré.
- Évaluer spécifiquement l'influence de la pénétration des résidus dans les inclusions sur les conditions de drainage, et aussi les moyens pour contrôler ce phénomène.
- Analyser des résultats en conditions non saturées avec un abaissement du niveau d'eau de la nappe à certains endroits dans le parc.
- Développer un outil semi-empirique permettant d'estimer le temps nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation à une certaine distance des inclusions en fonction de l'épaisseur des résidus pour les résidus étudiés. Cet outil pourrait tenir compte de l'effet des paramètres ayant le plus d'influence sur les résultats, soit  $k_{sat}$  et  $C_C$ , ce qui permettrait d'étendre son utilisation à divers types de résidus.

## RÉFÉRENCES

ASTM. (2000). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils. USA/ D 4318-00

ASTM.(2001). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. USA/ D5084-00.

ASTM. (2002). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. USA/ D 854-02.

ASTM. (2003). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. USA/ D422-63

ASTM.(2003b). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56 000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2700 kN-m/m<sup>3</sup>)). USA/ D1557-02.

ASTM.(2007). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. USA/ C 127-07.

Aubertin, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (1996). Hydraulic Conductivity of Homogenized Tailings From Hard Rock Mines. Canadian Geotechnical Journal, 33(3), 470-482.

Aubertin, M., Ricard, J.F., Chapuis, R.P. (1998). A Predictive Model for Water Retention Curve Application to Tailings from Hard-Rock Mines. Canadian Geotechnical Journal, 35 :55-69 (with Erratum, 36: 401 (1999))

Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L. (2002a). Environnement et Gestion des Rejets Miniers. [CD-ROM]. Montréal, Qc : Presses Internationales Polytechnique.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M., Riffon, O. (2002b). Stabilité Géotechnique des Ouvrages de Retenue pour les Résidus Miniers : Problème Persistants et Méthodes de Contrôle. Compte-Rendu du Symposium : Environnement et les Mines : Défis et Perspectives, Rouyn-Noranda, (526-552).

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jahouar, E.M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., Chapuis, R.P. (2011). Vers une Mise à Jour des Critères de Stabilité Géotechnique pour la Conception des Ouvrages de Retenues de Résidus Miniers. Compte-Rendu de Symposium, Rouyn-Noranda.

Azam, S., Li, Q. (2010). Tailings dam failures : A review of the last one hundred years. Geotechnical News. Vol. 28, no 4, pp. 50-54.

Barksdale, R. D., et Bachus, R. C. (1983). Design and Construction of Stone Columns. FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Barron, R. A. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 113 (Paper No. 2346), 718-742.

Basu, D., Prezzi, M., Madhav, M.R. (2010). Effect of Soil Disturbance on Consolidation by Prefabricated Vertical Drains Installed in a Rectangular Pattern. *Geotechnical Geol Eng*, 28, 61-77.

Bergado, DT., Asakami, H., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S. (1991). Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay. *J Geotech Eng ASCE*. 117(10), 1509-1530.

Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miua, N., Balasubramaniam, A.S. (1996). *Prefabricated Vertical Drains (PVD) in Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*. New-York :ASCE.

Blight,G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. London : Taylor et Francis Group.

Brandes, E.A., Brook, G.B. (1998). *Smithells light metals handbook*. Oxford : Butterworth Heinemann.

Britto, A.M., Gunn, M.J. (1987). *Critical State Soil Mechanics Via Finite EElements*. New York : E. Horwood.

Brown, B.S., Greenaway, G. (1999). Field Expérience in the Use of Wick Drain to Consolidate Soft Tailings. Proceeding Workshop on Stabilization of Soft Tailings, part 2 : Practice and Experience. Chemnitz, Germany.

Budhu, M.(2011). *Mechanics and Foundations (3<sup>rd</sup> ed.)*. New-York : John Wiley et Sons.

Bussière, B.(1993). Évaluation des Propriétés Hydrogéologiques de Résidus Miniers Utilisé Comme Barrières de Recouvrement. Mémoire de Maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Canada.

Bussière, B. (2007). Hydro-Geotechnical Properties of Hard Rock Tailings from Metal Mines and Emerging Geo-environmental Disposal Approaches. Canadian Geotechnical Journal, 44(9), 1019-1052.

Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., Pepin, G., Lessard, G., Intissar, R., Benzaazoua, M., Molson, J.W., Chouteau, M., Zagury, G.J., Monzon, M., Laflamme, D.(2011). Comportement Géochimique et Hydrogéologique des Stériles de la Mine Lac Tio. Compte-rendus du Symposium 2011 sur l'Environnement et les mines, Rouyn-Noranda. Québec, Canada, CD-ROM.

Carrillo, N. (1942). Simple Two-and Three-Dimensional Cases in the theory of consolidation of Soils. Journal of Mathematics and Physics, 21(1), 1-5.

Carslaw, H.S., et Jaeger, J.C. (1959). Conduction of Heat in Solids. Oxford University Press, Oxford, UK.Olson, R.E. 1977.

Casagrande, L., Poulos, S. (1969). On the Effectiveness of Sand Drains. Canadian Geotechnical Journal. 6(3), 287-326.

Chapuis, R.P., Légaré, P.P. (1992). A Simple Method for Determining the Surface Area of Fine Aggregates and Fillers in Bituminous Mixture. Effects of Aggregate and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance, ASTM STP 1147, 177-186.

Chapuis, R.P., Aubertin, M. (2003). On the Use of the Kozeny-Carman Equation to Predict the Hydraulic Conductivity of Soils. Canadian Geotechnical Journal, 140(3), 616-628.

Chen, W.F., Zhang, H.(1991). Structural Plasticity : Theory, Problems, and CAE Software. Springer-Verlag.

Conte,E., et Troncone,A. (2009). Radial Consolidation with Vertical Drains and General Time Dependant Loading. Canadian Geotechnical Journal, 46 (1), 25-36.

Craig, R.F.(2004).Craig's Soil Mechanics (7<sup>th</sup> edition). New-York: Spon Press.

Das, B.M. Advanced soil mechanics (2<sup>nd</sup> edition). London: Spon Press.

Dunne,B., Jackson,J.,Zavodni. Applications of Wick Drains to Upgrade the Kennecott Utah Copper Magna Tailings Impoundment- Two Case Studies. Consulté le 20 mars, tiré de <http://www.infomine.com/publications/>.

El Mkadmi, N.(2012). Analyse numérique du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers souterrains : effets du drainage et de la consolidation. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada

Geo-Slope.(2007). SEEP/W.[logiciel].Calgary : Geo-Slope International Ltd.

Geo-Slope International. (2008). Stress-Deformation Modelling With Sigma/W 2007, an Engineering Methodology (3<sup>rd</sup> edition). Canada : Geo-Slope International Ltd.

Gibson, R.E. (1958). The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing in Thickness with Time. *Geotechnique*, 8(4), 171-183.

Guilbert, J.M., Park,C.F. (1986). The Geology of Ore Deposits. New York : W.H Freeman and company.

Han, J., etYe, S.L. (2001). A simplified Solution for the Consolidation Rate of Stone Column Reinforced Foundations. *ASCE Journal of Geotech and Geoenv Eng*, 127(7), 597-603.

Han, J., etYe, S.L. (2002). A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. *The International Journal of Geomechanics*, 2( 2), 135-151.

Hansbo, S. (1981). Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains. *Proc., 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol. 3, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 677–682.

Hansbo, S. (1986). Preconsolidation of Soft Compressible Subsoil by the Use of Prefabricated Drains. *Annales des Travaux Publics de Belgique*. 6,553-563.

Hansbo, S. (1987). Design Aspects of Vertical Drains and Lime Columns Installations. Proceeding of the 9<sup>th</sup> Southeast Asian geotechnical conference. Bangkok, Thailand, 1-12.

Hansbo, S. (1997). Aspect of Vertical Drain Design: Darcian or non-Darcian Flow. *Géotechnique*, 47 ( 5), 983–992.

Henderson, M.E., Purdy, J., et Delaney, T. (2002). Performance of Vertical Wick Drains at the Atlas Moab Uranium Mill Tailings Facility After 1 years. *Proceedings of Tailings and Mine Waste 2002*, Fort Collins CO, USA (pp.387-391). Exton PA: Balkema.

Hernandez, O. (2007). Une Étude Expérimentale des Propriétés Hydriques des Roches Stériles et Autres Matériaux à Granulométrie Étalée. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford University Press.

Hird, C. C., et Pyrah, I. C., Russell, D. (1992). Finite Element Modelling of Vertical Drains Beneath Embankments on Soft Ground. *Geotechnique*, 42(3), 499–511.

Hird, C.C, Moseley, V.J. (2000). Model Study of Seepage in Smear Zones Around Vertical Drains in Layered Soil. *Geotechnique*, 50(1), 89-91.

Holtz, R.D. (1987). Preloading With Prefabricated Vertical Strip Drains.

Geotextile et Geomembrane 6,109-131.

Holtz, R.D., et Kovacks, W.D., (1991). Introduction à la Géotechnique .

Montréal : Presses Internationales Polytechnique.

Indraratna, B., et Redana, I. W. (1997). Plane-Strain Modeling of Smear

Effects Associated With Vertical Drains. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 123(5), 474 –478.

Indraratna, B., et Redana, I. W. (1998). Laboratory Determination of Smear Zone due to

Vertical Drain Installation. J. Geotech. Geoenviron Eng., 124 (2), 180–184.

Indraratna, B., et Redana, I. W. (2000). Numerical modeling of vertical drains with smear and

well resistance installed in soft clay.” Can. Geotech. J., 37(1), 132–145.

Indraratna, B., et Sathananthan, I. (2008 a). Laboratory Evaluation of Smear Zone and Correlation Between Permeability and Moisture Content. J. Geotech. Geoenviron.

132(7), 942-945.

Indraratna, B., et Sathananthan, I. W. (2008 b). Evaluation of Smear Zone Extent Surrounding

Mandrel Driven Vertical Drains Using the Cavity Expansion Theory. Int. J. Geomechanic,

8(6), 355-365.

James, M. (2009). The Use of Waste Rock Inclusions to Control the Effects of Liquefaction in

Tailings Impoundments. Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, Canada.

James, M., et Aubertin, M. (2010). The Use of Waste Rock Inclusions in Tailings Impoundments to Improve Geotechnical and Environmental Performance. *Geotechnical news*, September 2010, 39-43.

Jahouar, E.M, Aubertin, M., James, M. (2011). Effect of Mine Waste Rock Inclusions on the Consolidation of Tailings. *Proceeding of the 64<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Toronto.

Jaouhar, E.M.(2012). *Étude de l'Effet d'Inclusions de Roches Stériles sur la Consolidation des Résidus Miniers*. Mémoire de maîtrise à paraître, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Johnson, S.J. (1970). Foundation Precompression With Vertical Sand Drains. *ASCE Proceedings*, 96(1), 111-144.

Lambe, T.W., et Whitman, R.V.(1979). *Soil Mechanics (SI Version)*. New-York : John Wiley et Sons.

Leo, J.C.(2004). Equal Strain Consolidation by Vertical Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 130 (3),316-327.

Leonards, G.A.(1962). *Fondation Engineering*. New-York: McGraw-Hill Book Company

Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B. (2005). Formulation and Application of a General Inelastic Locus for Geomaterials With Variable Porosity. *Can Geotech J*. 42, 601-623.

Madhav, M.R., Park, Y.M., Miura, N. (1993). Modelling and Study of Smear Zones Around Band Shaped Drains. *Soils Found*, 33(4), 135-147.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R.P., Bussière, B. (2002). Practical Pedotransfer Functions for Estimating the Saturated Hydraulic Conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, 235-259.

McCarthy, D.F. (2007). *Essentials of Soil Mechanics and Foundations Basic Geotechnics* (7<sup>th</sup> edition). Ohio: Pearson.

Mitchell, J.K, et Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3<sup>rd</sup> edition) New Jersey : John Wiley et Sons.

Olson, R.E. (1977). Consolidation under time dependent loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT1), 55–60.

Onoue, A., Ting, N.H., Germaine, J.T., Whitman, R.V. (1991). Permeability of Disturbed Zone Around Vertical Drains. *Geotechnical Engineering Congress of the ASCE*, 2 :879-890.

Pedroni, L. (2011). *Étude Expérimentale et Numérique de la Sédimentation et de la Consolidation des Boues de Traitement des Eaux Acides*. Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Pépin, N.(2010). Étude du Comportement Cyclique de Résidus Miniers avec Inclusions Drainantes par des Essais sur Table Sismique. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada

Penman, A.D.M. (2001). Tailings Dams : Risk of Dangerous Occurrences. In Nen Yong,R. Geoenvironmental engineering : Geoenvironmental Impact Management (2001, p150-160). Cardiff : British Geotechnical Association.

Peregeodova, A.(2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. Mémoire de Maîtrise à paraître, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Poncelet, N. (2012). Élaboration d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus minier. Mémoire de Maîtrise à paraître, École Polytechnique de Montréal, Canada

Potts, D.M, Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Great Britain : Thomas Telford Books.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N. (1963). Mechanical Behaviour of an Idealised 'Wet' Clay. Proc. European Conf. On Soil Mechanics and Foundation Eng., Wiesbaden, vol 1, 47-54.

Roscoe, K.H., Burland, J.B. (1968). On the Generalized Stress-Strain Behaviour of 'Wet' Clay. Heyman, J., Leckie, F.A. (Eds.), Engineering Plasticity. University Press, Cambridge, 535-609.

Sharma, J. S., et and Xiao, D. (2000). Characterization of a Smear Zone Around Vertical Drains by Large-Scale Laboratory Tests. *Can. Geotech. J.*, 37(6), 1265–1271.

Shepherd, R.G. (1989). Correlations of Permeability and Grain Size. *Ground Water*, 27(5), 633-638

Smith, I.M., Griffiths, D.V. (1988). Programming the Finite Element Method (2<sup>nd</sup> Ed). John Wiley and Sons.

Tan, S.A., et Tjahyono, S. (2008). Simplified Plane-Strain Modeling of Stone Reinforced Ground. *J.Geotech. and Geoenvir.* 134(2),185-194.

Tang, X.-W., et Onitsuka, K. (2000). Consolidation by Vertical Drains Under Time-Dependent Loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 24(9), 739–751.

Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, New York : John Wiley et Sons.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalister, Grundlage* : Franz Deuticke Leipzig und Wein

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, New York : John Wiley et Sons.

Vick, S.G. (1983). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. New York : John Wiley et Sons.

Vick, S.G. (1990). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams.

Vancouver : BitTech Publisher Ltd.

Wood, D.M. (1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics.

Cambridge University Press.

Wood, D.M.(2004). Geotechnical Modelling. New York : Spon Press.

Yoshikuni, H., et Nakanodo, H. (1974). 'Consolidation of Soils by Vertical Drains With Finite Permeability. Jpn. Soc. Soil Mech. Found. Eng., 14(2), 35 – 46.

## ANNEXE 1 – Paramètre de l'équation de Leo (2004)

À la section 2.2.6.3, on retrouve l'équation suivante (2-41) décrite ainsi :

$$u(r, z, T_h) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi\Omega_n} e^{-8T_h/\nu_n} [c_{1n} I_0(\mu_n r) + c_{2n} K_0(\mu_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (A1-1)$$

Cette annexe présente les valeurs des différents coefficients de substitution présents dans cette équation (telles que présentées par Leo (2004)).

$$\omega_n = \frac{(2n+1)\pi}{2H} \quad (A1-2)$$

où  $H$  (m) est l'épaisseur du sol (figure 2-12).

$$\mu_n^2 = \frac{k_v}{k_h} \omega_n^2 \quad (A1-3)$$

où  $k_v$  et  $k_h$  représentent la conductivité hydraulique du sol dans les directions verticale et horizontale (m/s).

$$\Omega_n = \frac{2c_{1n}[\mu_n r_e I_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s I_1(\mu_n r_s)] - 2c_{2n}[\mu_n r_e K_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s K_1(\mu_n r_s)]}{\mu_n^2 (r_e^2 - r_s^2)} + 1 \quad (A1-4)$$

Dans l'équation A-4,  $I_1$  et  $K_1$  sont des fonctions modifiées de Bessel de premier et deuxième types respectivement, d'ordre 1. Les paramètres  $r_e$  et  $r_s$  sont définis à la figure 2-11. Les autres paramètres requis sont :

$$v_n = \frac{2}{\mu_n^2 r_e^2} \Omega_n \quad (A1-5)$$

$$c_{1n} = \frac{K_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n} \quad (A1-6)$$

$$c_{2n} = \frac{I_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n} \quad (A1-7)$$

$$\Delta_n = -\alpha_n K_1(\mu_n r_e) - \beta_n I_1(\mu_n r_e) \quad (A-8)$$

$$\alpha_n = I_0(\mu_n r_s) - I_1(\mu_n r_s) \Phi_n \quad (A1-9)$$

$$\beta_n = K_0(\mu_n r_s) + K_1(\mu_n r_s) \Phi_n \quad (A1-10)$$

$$\Phi_n = \mu_n r_s \left\{ \frac{k_h}{k_s} \ln \left( \frac{r_s}{r_w} \right) + \frac{2}{r_w^2} \frac{k_h}{k_w} \frac{1}{\omega_n^2} \right\} \quad (A1-11)$$

où  $k_s$  est la conductivité hydraulique de la zone de remaniement et  $r_w$  est le rayon défini à la figure 2-11.

## ANNEXE 2 – Courbes granulométriques des échantillons prélevés dans les résidus des chaudières 1,4,7,10

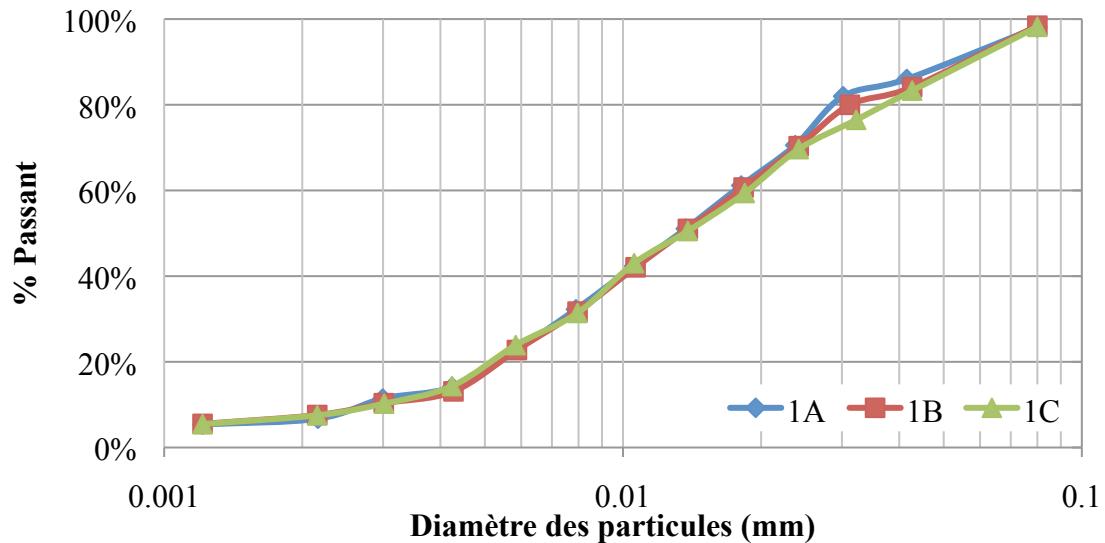


Figure A2-1 : Courbes granulométriques des résidus dans la chaudière 1.

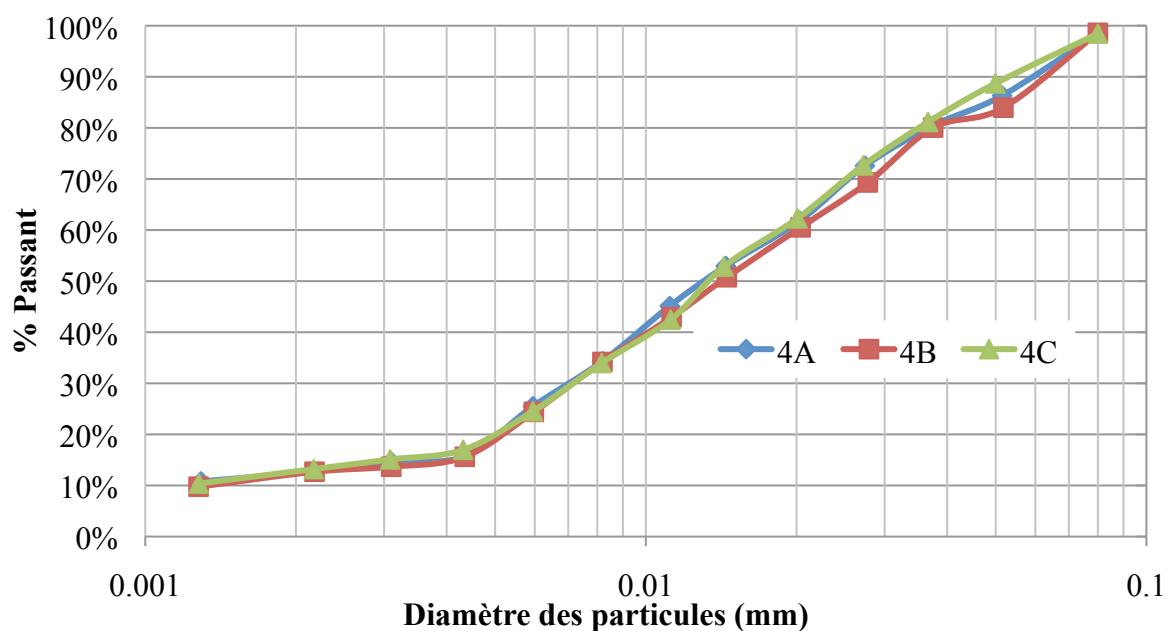


Figure A2-2 : Courbes granulométriques des résidus dans la chaudière 4.

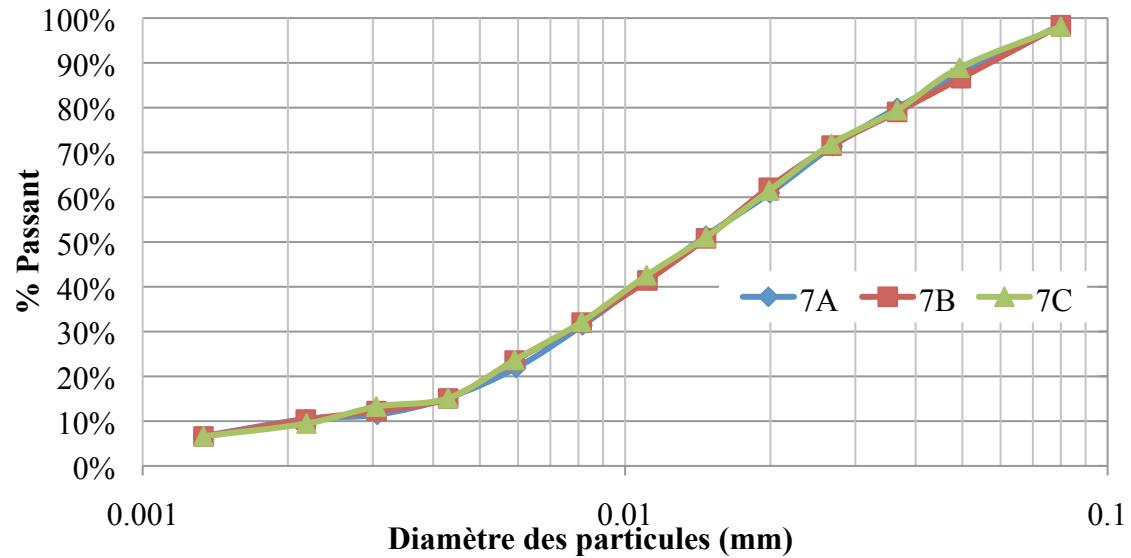


Figure A2-3 : Courbes granulométriques des résidus dans la chaudière 7.

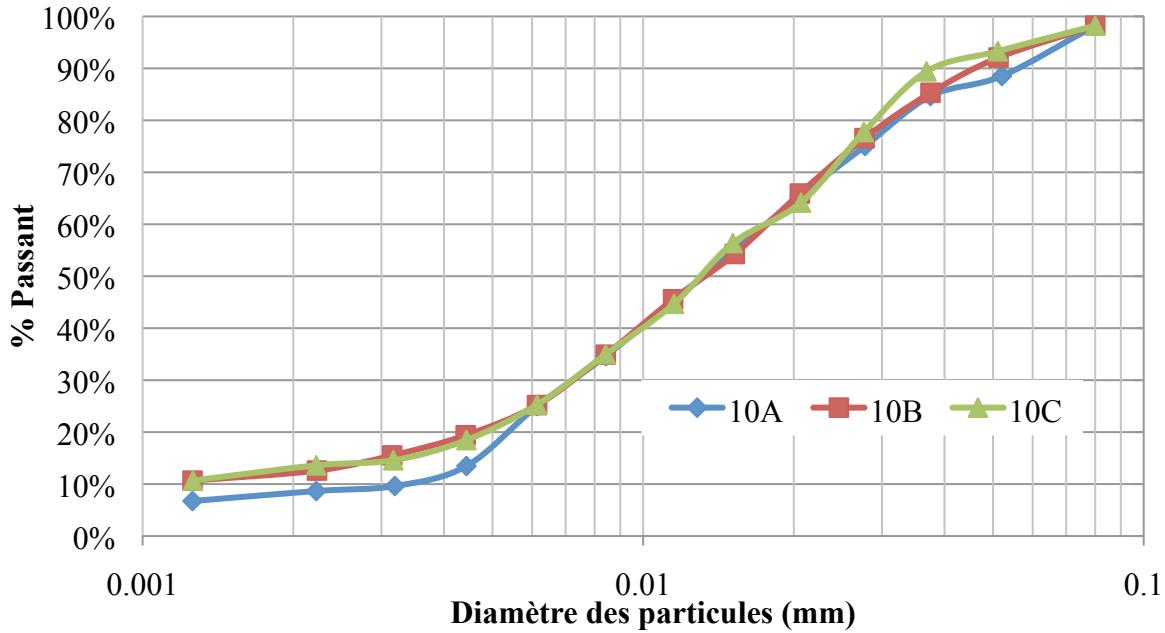


Figure A2-4 : Courbes granulométriques des résidus dans la chaudière 10.

### ANNEXE 3—Paramètre de consolidation déduits des essais 1 à 6

Tableau A3.1 : Paramètres de consolidation de l'essai 1.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_C$
Initial	1,36	-----	1,08	-----	-----	-----
1	9,88	15,23	0,89	$2,2*10^{-2}$	$1,1*10^{-2}$	$2,2*10^{-1}$
2	19,72	4,47	0,84	$5,7*10^{-3}$	$2,7*10^{-3}$	$1,9*10^{-1}$
3	29,55	1,57	0,82	$2,0*10^{-3}$	$9,6*10^{-4}$	$1,1*10^{-1}$
4	39,39	1,30	0,80	$1,6*10^{-3}$	$7,9*10^{-4}$	$1,3*10^{-1}$
5	49,22	1,06	0,79	$1,4*10^{-3}$	$6,5*10^{-4}$	$1,4*10^{-1}$
6	59,05	0,57	0,78	$7,3*10^{-4}$	$3,5*10^{-4}$	$9,0*10^{-2}$
7	88,55	2,99	0,74	$1,3*10^{-3}$	$6,1*10^{-4}$	$2,1*10^{-1}$

Tableau A3.2 : Paramètres de consolidation de l'essai 2.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_C$
Initial	0,53	-----	1,06	-----	-----	-----
1	9,79	5,53	0,89	$1,89*10^{-2}$	$9,18*10^{-3}$	$1,39*10^{-1}$
2	19,63	2,99	0,79	$9,65*10^{-3}$	$4,68*10^{-3}$	$3,14*10^{-1}$
3	29,46	1,54	0,74	$4,97*10^{-3}$	$2,41*10^{-3}$	$2,77*10^{-1}$
4	39,29	0,66	0,72	$2,14*10^{-3}$	$1,04*10^{-3}$	$1,6*10^{-1}$

Tableau A3.3 : Paramètres de consolidation de l'essai 3.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_c$
Initial	1,18	-----	0,99	-----	-----	-----
1	4,17	9,26	0,85	$4,5*10^{-2}$	$2,3*10^{-2}$	$2,4*10^{-1}$
2	18,18	4,05	0,80	$4,2*10^{-3}$	$2,1*10^{-3}$	$9,2*10^{-2}$
3	37,85	1,18	0,78	$8,7*10^{-4}$	$4,3*10^{-4}$	$5,4*10^{-2}$
4	77,18	2,06	0,75	$7,6*10^{-4}$	$3,8*10^{-4}$	$9,6*10^{-2}$
5	155,85	1,82	0,72	$3,3*10^{-4}$	$1,6*10^{-4}$	$8,6*10^{-2}$
6	357,66	1,18	0,71	$8,5*10^{-5}$	$4,25*10^{-5}$	$4,7*10^{-2}$

Tableau A3.4 : Paramètres de consolidation de l'essai 4.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_c$
Initial	1,57	-----	1,04	-----	-----	-----
1	34,88	16,91	0,85	$5,5*10^{-3}$	$2,7*10^{-3}$	$1,4*10^{-1}$
2	45,46	0,76	0,84	$8,1*10^{-4}$	$3,9*10^{-4}$	$7,4*10^{-2}$
3	56,10	0,37	0,84	$4,1*10^{-4}$	$1,9*10^{-4}$	$4,7*10^{-2}$
4	109,39	0,71	0,83	$1,5*10^{-4}$	$7,4*10^{-5}$	$2,8*10^{-2}$
5	151,96	0,61	0,83	$1,6*10^{-4}$	$8,1*10^{-5}$	$4,9*10^{-2}$
6	237,12	1,33	0,81	$1,7*10^{-4}$	$8,5*10^{-5}$	$7,7*10^{-2}$
7	322,29	1,27	0,80	$1,7*10^{-4}$	$8,12*10^{-5}$	$1,1*10^{-1}$
8	407,45	0,67	0,79	$8,9*10^{-5}$	$4,36*10^{-5}$	$7,4*10^{-2}$

Tableau A3.5 : Paramètres de consolidation de l'essai 5.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_C$
Initial	1,95	-----	0,87	-----	-----	-----
1	4,89	5,91	0,82	$1,8 \times 10^{-2}$	$9,5 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-1}$
2	28,08	2,99	0,79	$1,1 \times 10^{-3}$	$6,1 \times 10^{-4}$	$3,5 \times 10^{-2}$
3	38,65	1,02	0,78	$8,7 \times 10^{-4}$	$4,6 \times 10^{-4}$	$6,6 \times 10^{-2}$
4	49,30	0,79	0,78	$6,7 \times 10^{-4}$	$3,6 \times 10^{-4}$	$6,8 \times 10^{-2}$
5	102,53	3,37	0,75	$5,6 \times 10^{-4}$	$2,9 \times 10^{-4}$	$9,4 \times 10^{-2}$
6	145,11	1,13	0,74	$2,4 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-4}$	$6,7 \times 10^{-2}$
7	230,27	1,68	0,72	$1,8 \times 10^{-4}$	$9,4 \times 10^{-5}$	$7,5 \times 10^{-2}$
8	315,43	1,30	0,71	$1,4 \times 10^{-4}$	$7,3 \times 10^{-5}$	$8,5 \times 10^{-2}$

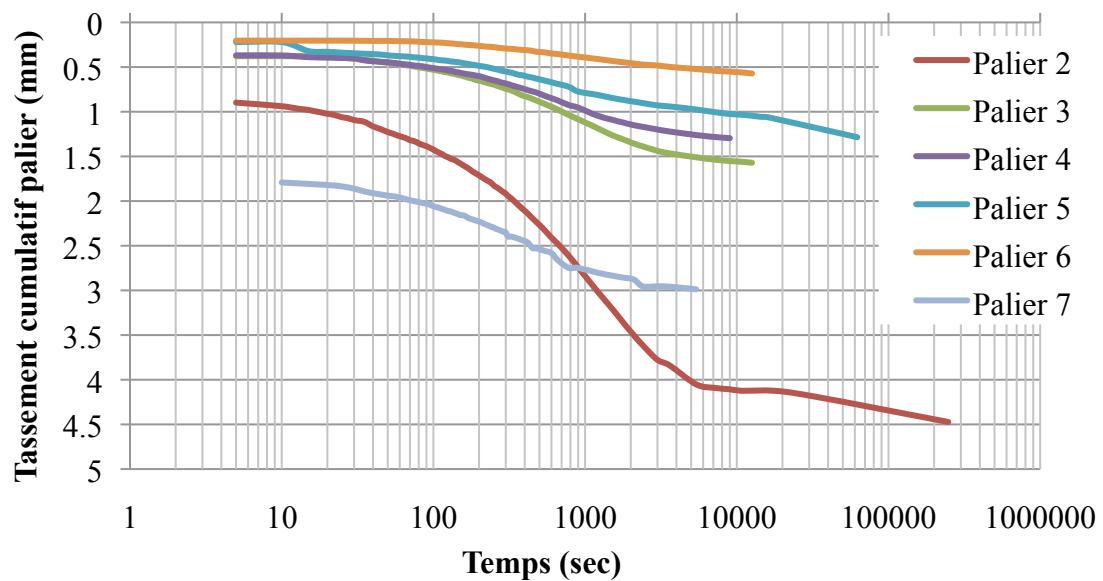
Tableau A3.6 : Paramètres de consolidation de l'essai 6.

Palier de chargement	Contrainte (kPa)	Tassement palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$	Indice de compression $C_C$
Initial	1,93	-----	0,99	-----	-----	-----
1	4,88	10	0,90	$3,2 \times 10^{-2}$	$1,6 \times 10^{-2}$	$2,4 \times 10^{-1}$
2	28,76	3,5	0,86	$1,4 \times 10^{-3}$	$7,0 \times 10^{-4}$	$4,3 \times 10^{-2}$
3	39,40	2,492	0,84	$2,2 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-3}$	$1,7 \times 10^{-1}$
4	50,27	1,508	0,83	$1,3 \times 10^{-3}$	$6,7 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-1}$
5	92,85	3,472	0,79	$7,8 \times 10^{-4}$	$3,9 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-1}$
6	146,07	2,251	0,77	$4,0 \times 10^{-4}$	$2,0 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-1}$
7	231,23	2,656	0,75	$3,0 \times 10^{-4}$	$1,5 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-1}$
8	316,40	1,625	0,73	$1,8 \times 10^{-4}$	$9,2 \times 10^{-5}$	$1,1 \times 10^{-1}$

## **ANNEXE 4 – Courbes du tassement en fonction du temps obtenues expérimentalement**

Cette annexe présente les courbes du tassement, en fonction du temps, obtenues lors des six essais de consolidation en colonne au laboratoire. Les courbes ont été utilisées pour calculer le coefficient de consolidation  $c_v$ , selon les techniques de Cassagrande et de Taylor. La technique de Cassagrande exprime le tassement lors d'un palier en fonction du temps en échelle logarithmique. La technique de Taylor exprime le tassement cumulatif lors d'un palier en fonction de la racine du temps. Pour les deux techniques, chaque palier d'un essai est représenté par une courbe. Ces courbes sont présentées aux pages suivantes, aux figures A4-1 à A4-6, pour les six essais effectués au laboratoire.

(a)



(b)

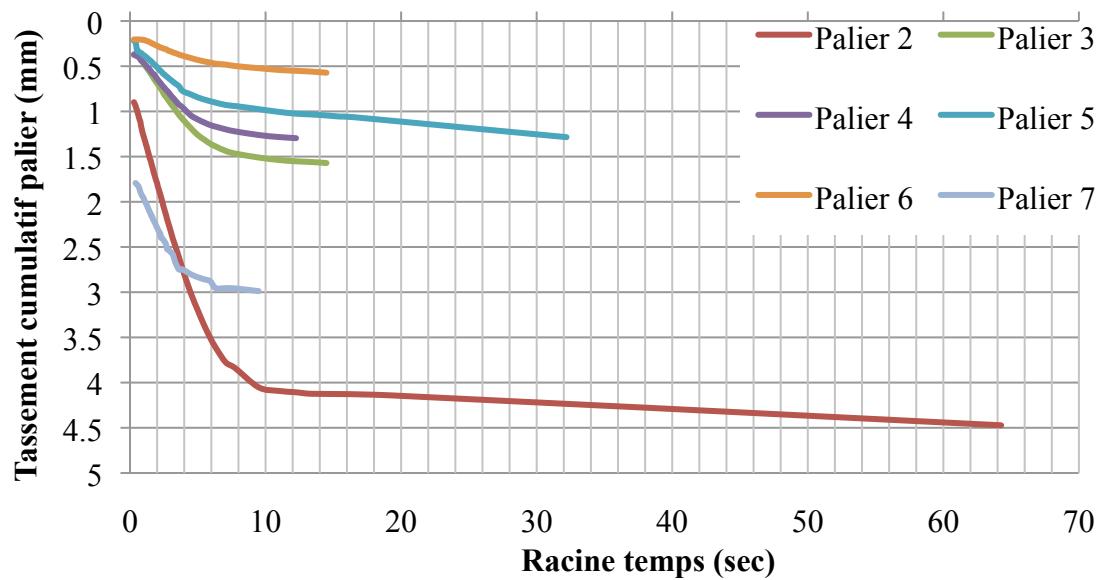
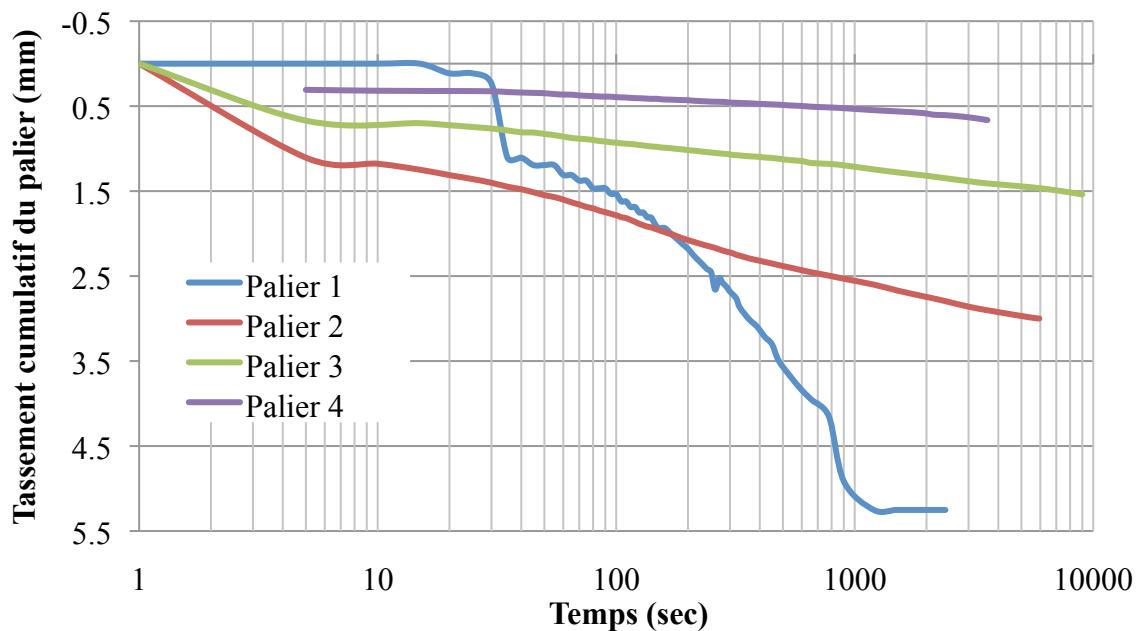


Figure A4-1 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 1; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

(a)



(b)

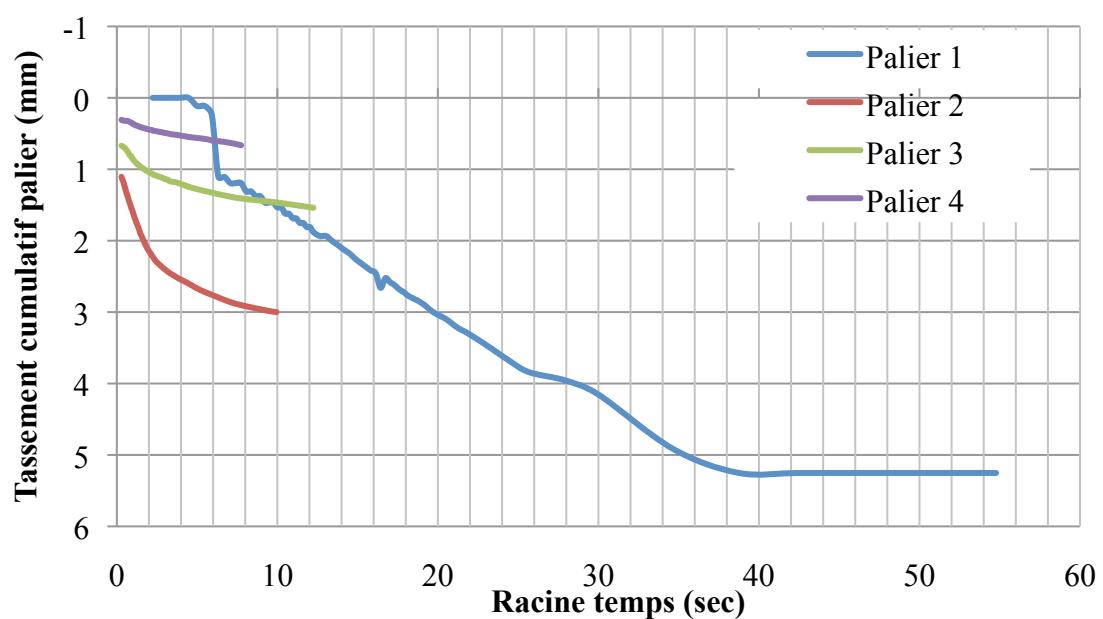


Figure A4-2 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 2; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

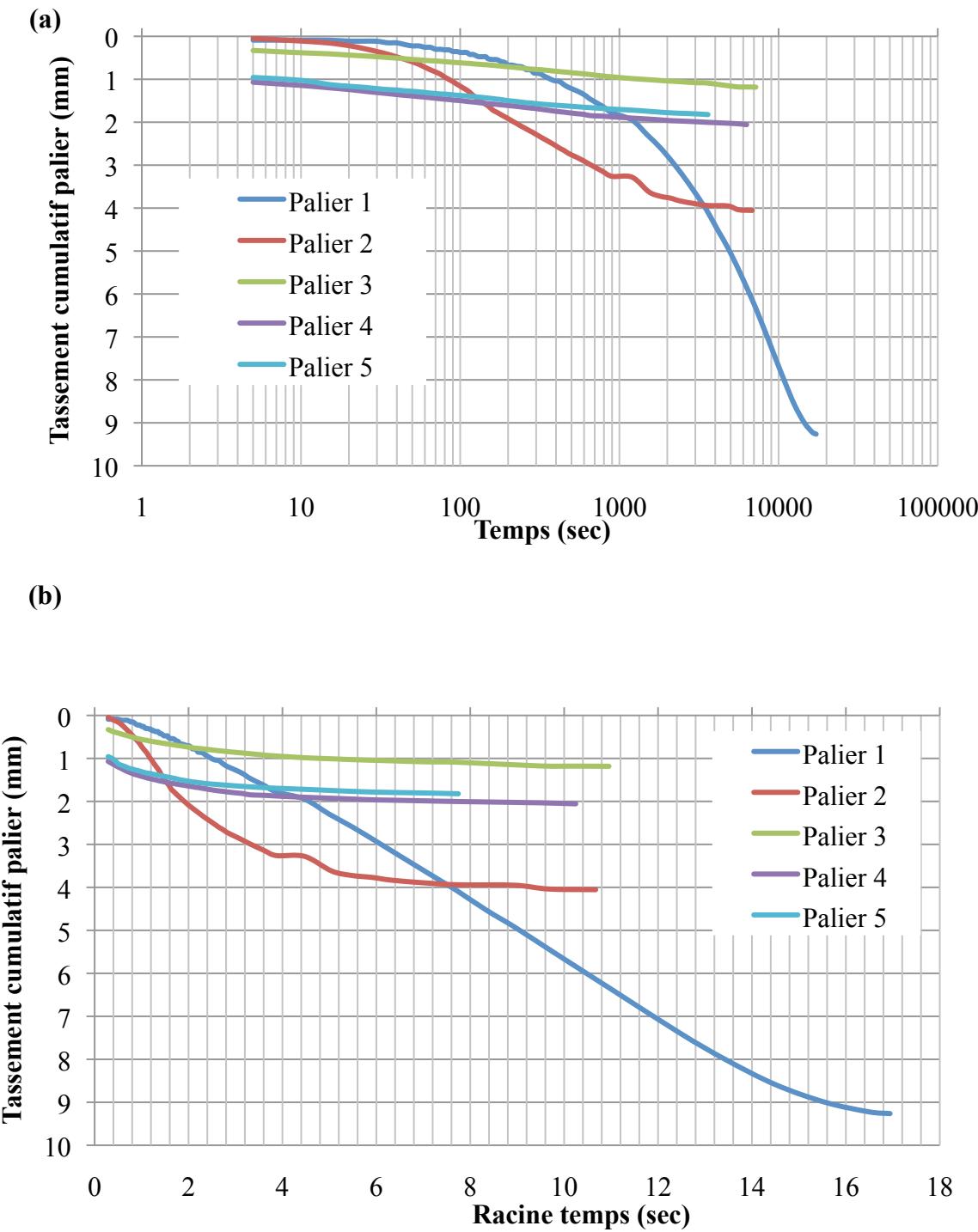
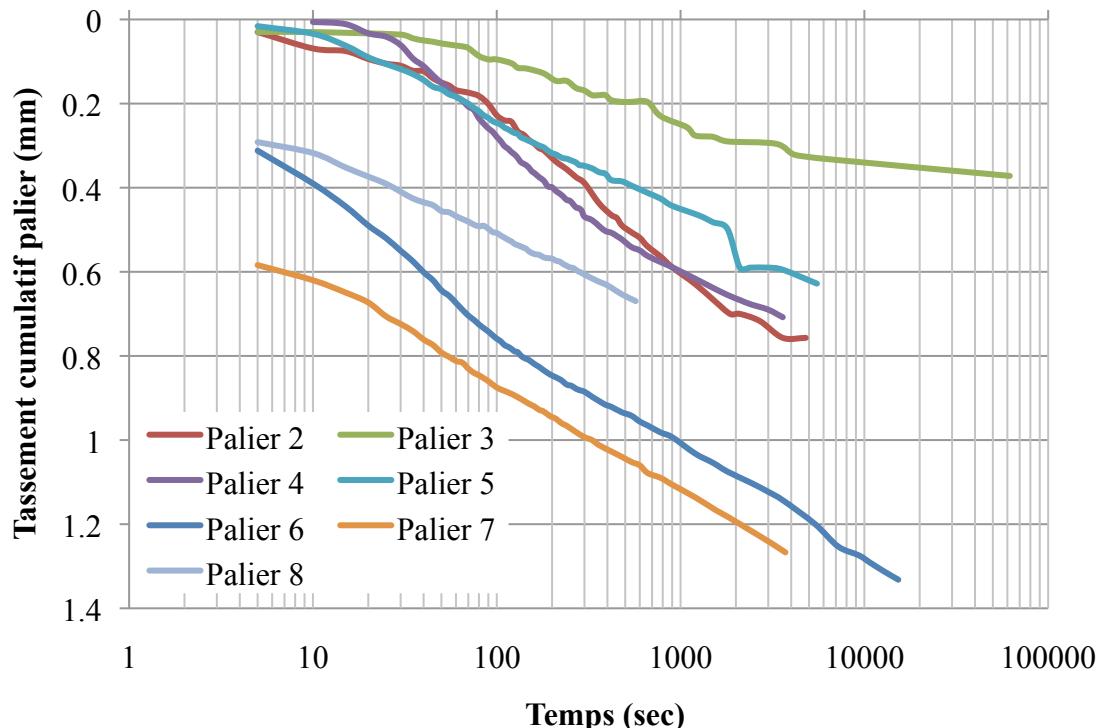


Figure A4-3 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 3; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

(a)



(b)

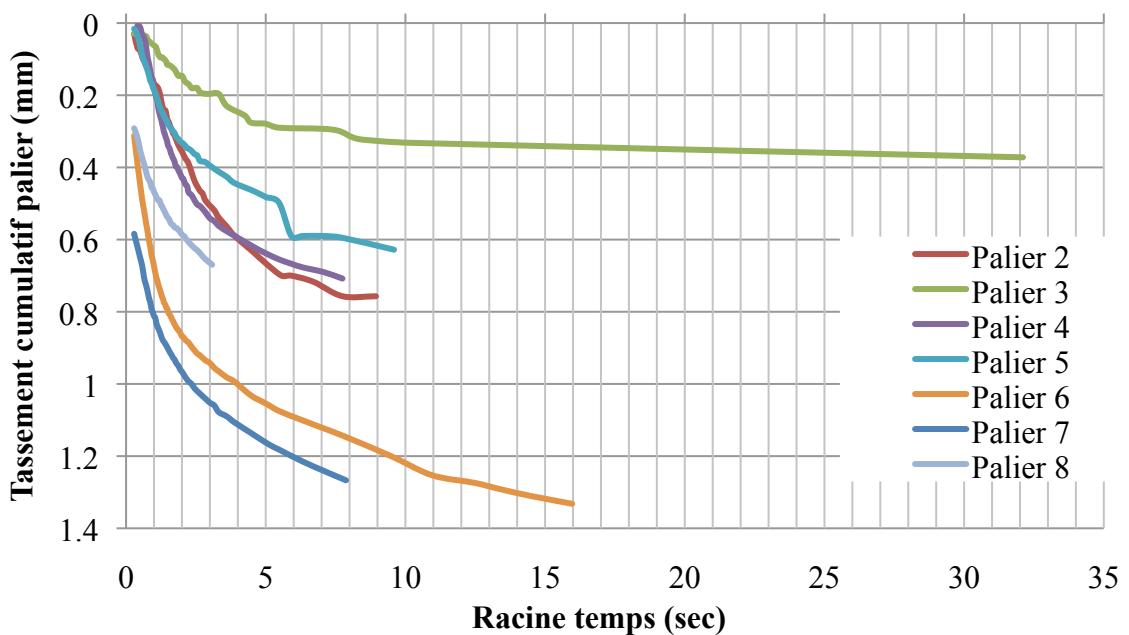


Figure A4-4 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 4; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

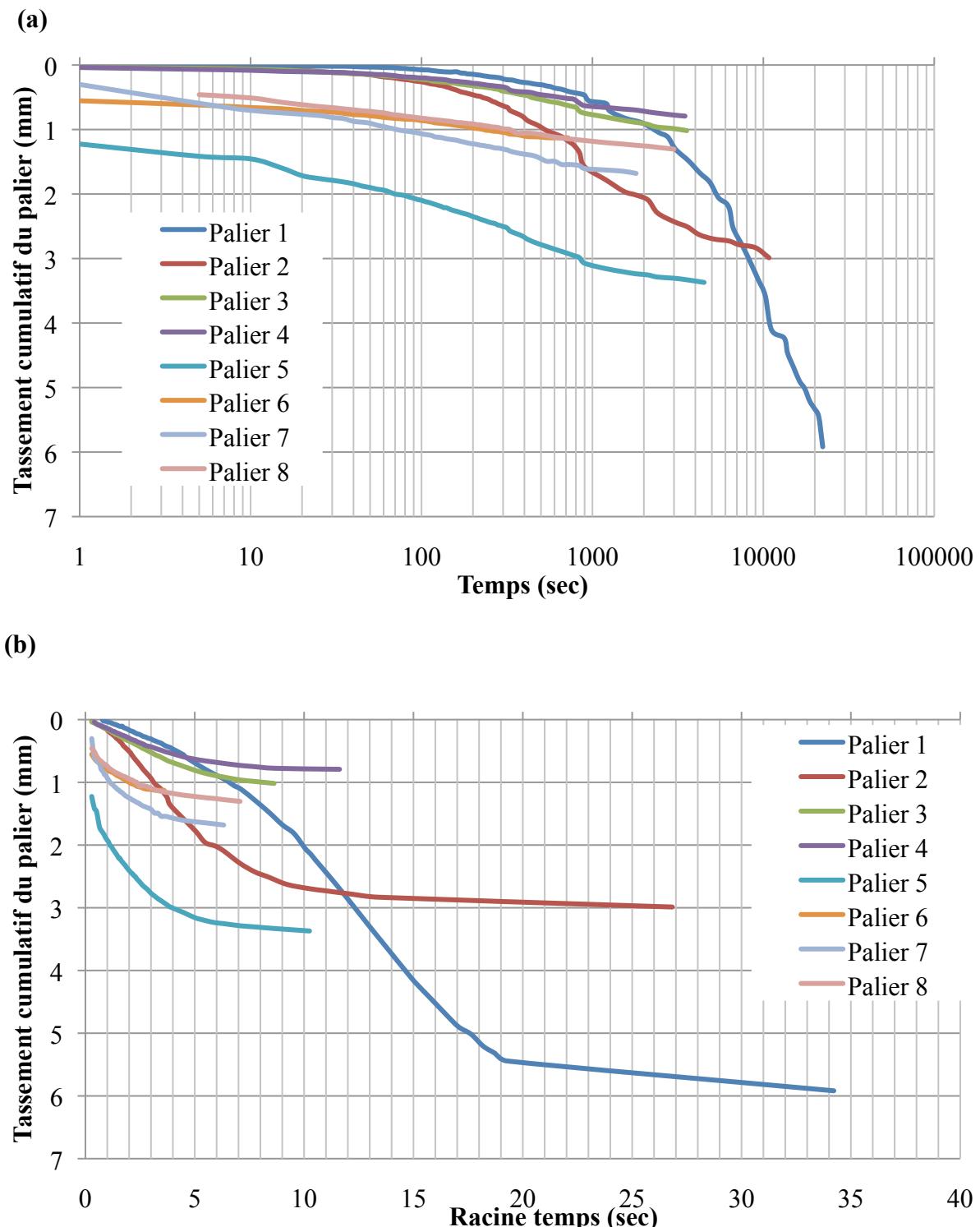
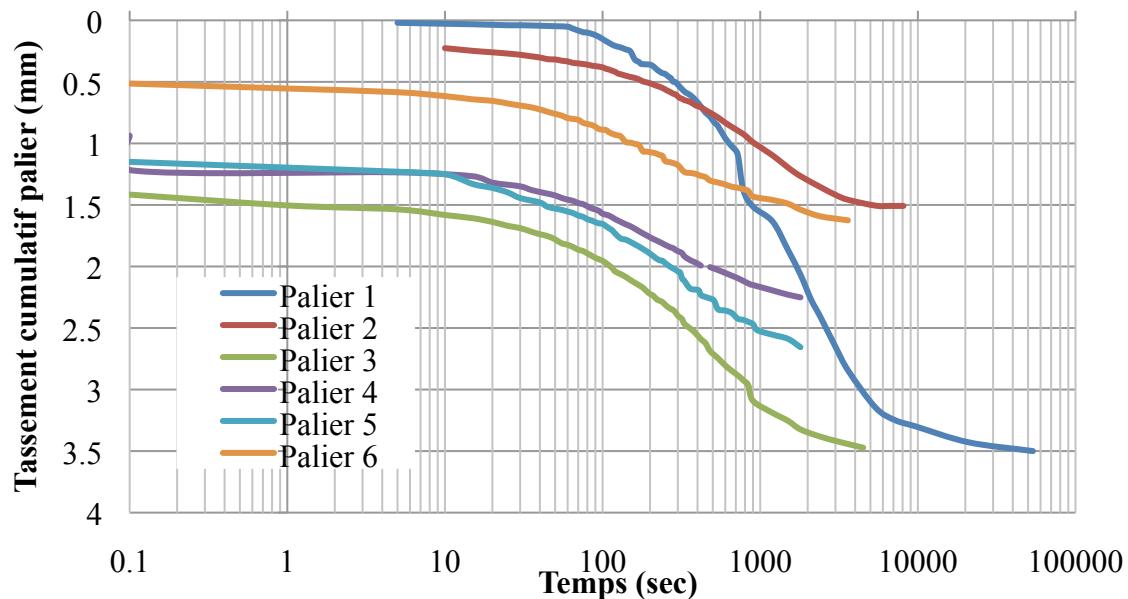


Figure A4-5 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 5; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

(a)



(b)

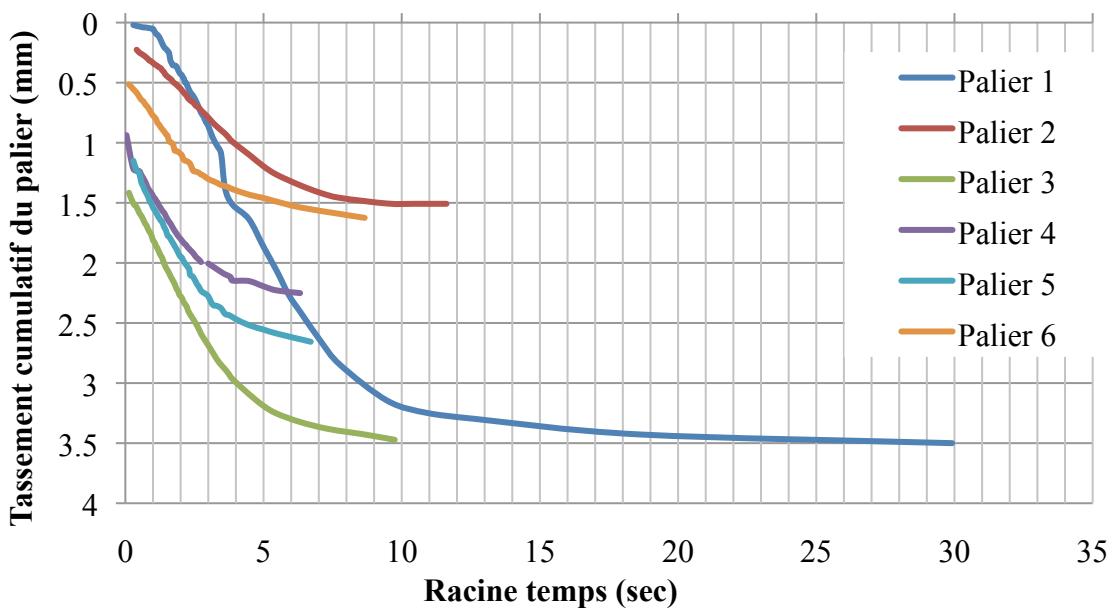


Figure A4-6 : Tassement de l'échantillon (mm) en fonction du log du temps ou de la racine du temps (sec) pour chaque palier de chargement de l'essai 6; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Cassagrande (b) Taylor.

## ANNEXE 5 – Caractéristiques déterminées lors du démontage de la colonne de roches stériles

Tableau A5.1 : Caractéristiques déterminées lors du démontage de la colonne de roches stériles ; ces caractéristiques sont utilisées pour évaluer la conductivité hydraulique saturée

Épaisseur (cm)	Masse humide (g)	Masse sec (g)	Masse eau (g)	Volume total $V_t$ cm <sup>3</sup>	Volume solide $V_s$ cm <sup>3</sup>	Volume vide $V_v$ cm <sup>3</sup>	Volume eau $V_w$ cm <sup>3</sup>
0 – 7,2	9172,9	9068,1	104,8	5089,4	3358,6	1730,8	104,8
7,2 – 14,3	8912,4	8834,8	77,6	5018,7	3272,1	1746,5	77,6
14,3 – 21,5	6715,3	6644,3	71	5089,4	2460,9	2628,5	71
21,5 – 28,5	9460,2	9345,4	114,8	4948,0	3461,3	1486,7	114,8
28,5 - 36	11436,8	11245	191,8	5301,4	4164,8	1136,6	191,8
36 – 43,5	9266,7	9125,7	141	5301,4	3379,9	1921,5	141
43,5 – 50,5	8343,4	8214,7	128,7	4948,0	3042,5	1905,5	128,7
50,5 – 57,5	9656,7	9499	157,7	4948,0	3518,1	1429,9	157,7
57,5 – 64,5	10286,4	10099,8	186,6	4948,0	3740,7	1207,3	186,6
64,5 - 72	7345,6	7222,3	123,3	5301,4	2674,9	2626,5	123,3
72 – 83,5	15663	15243,2	419,8	8128,9	5645,6	2483,2	419,8

## ANNEXE 6 – Simulation de l'essai de consolidation #6

Tableau A6.1 : Paramètres utilisés dans SIGMA/W pour simuler le cas de base de l'essai de consolidation 6 avec le modèle de comportement CCM.

Résidus	
Modèle	CCM- paramètres en contraintes effectives avec changement de pression d'eau
OCR	1
$e_0$	0,99
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi'$ (°)	35
$\delta'$ interface (°)	20
Hauteur initiale (cm)	21,05
$C_C$	$1,1 \times 10^{-1}$
$\lambda$	$4,9 \times 10^{-2}$
$\kappa$	$9,8 \times 10^{-3}$
$k_{sat}$ (cm/s)	$1,70 \times 10^{-5}$
$\nu$	0,334
Paroi	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
Plaque	
Modèle	Linéaire élastique contrainte totale
E (kPa)	60 000 000
$\nu$	0,334
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	0

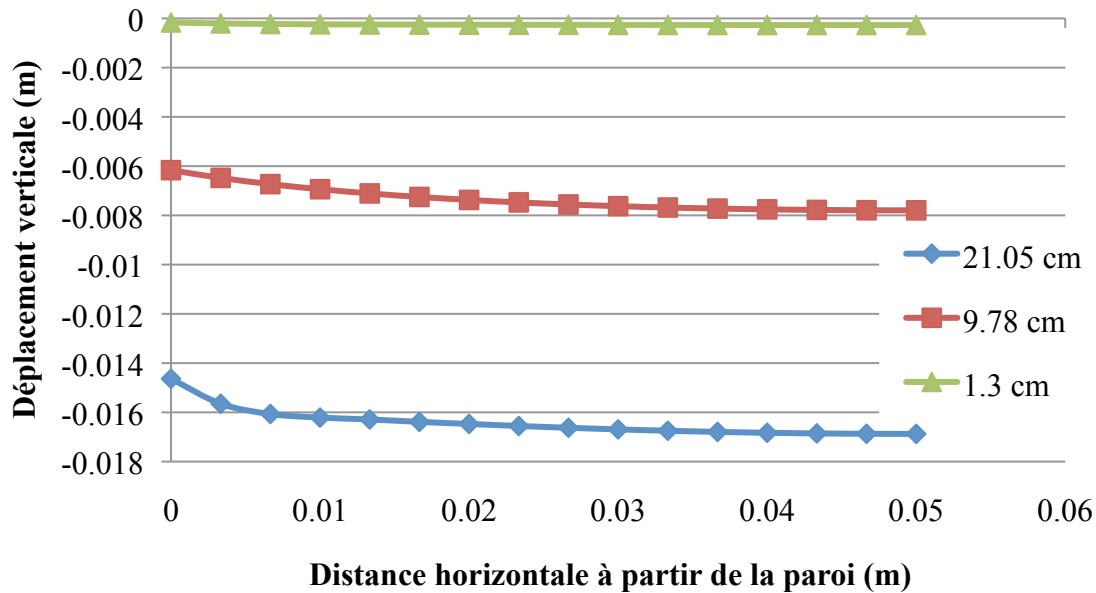


Figure A6-1 : Déplacement vertical de l'échantillon à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 6 en fonction de la distance horizontale. Les hauteurs sont mesurées à partir de la base de l'échantillon pour les différentes courbes.

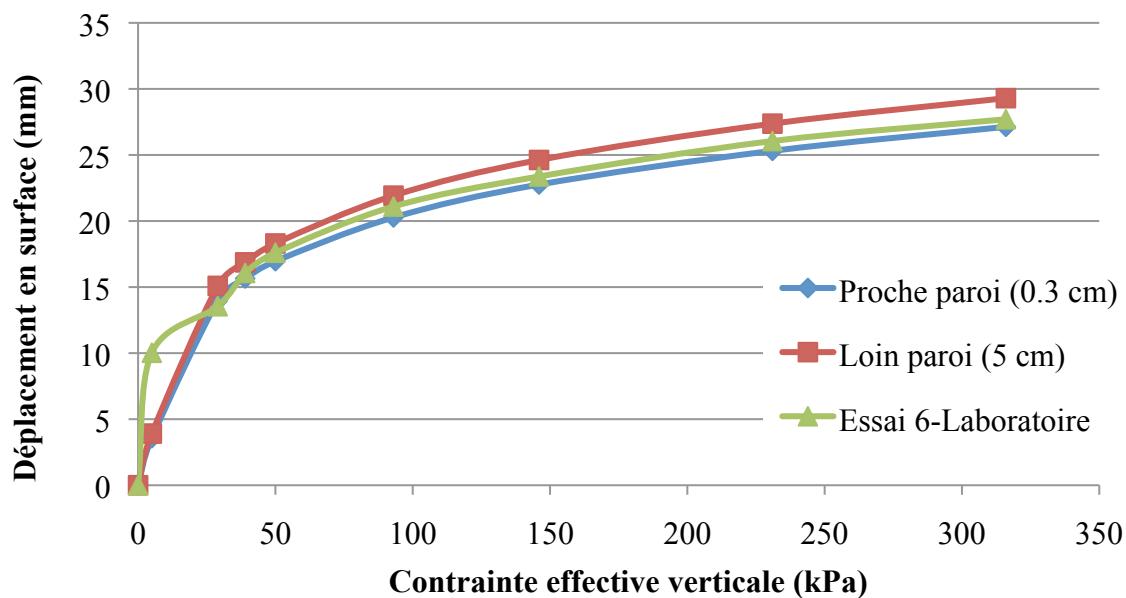


Figure A6-2 : Déplacement de la surface (mm) à la fin de chaque palier en fonction de la contrainte verticale appliquée (kPa) pour l'essai 6. Comparaison entre les données de laboratoire et les résultats de la simulation pour deux distances horizontales différentes ( $x=0,3$  cm et  $x=5$  cm) mesurées à partir de la paroi.

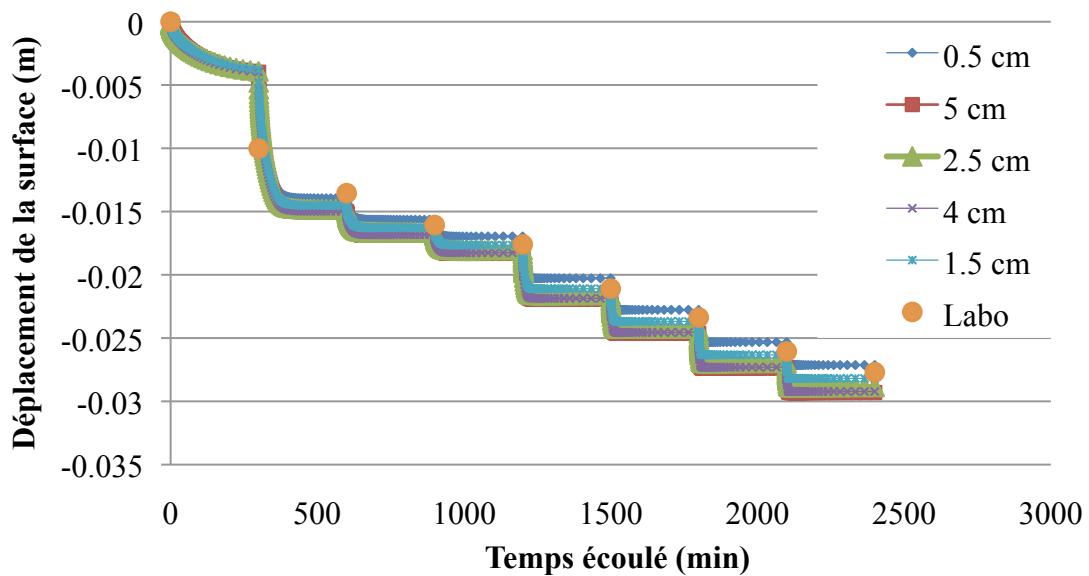


Figure A6-3 : Déplacement d'un point à la surface (m) des résidus en fonction du temps (min) lors de l'essai 6. Les différentes courbes représentent les tassements à différentes distances horizontales à partir de la paroi. Le tassement mesuré au laboratoire à la fin de chaque palier est ajouté.

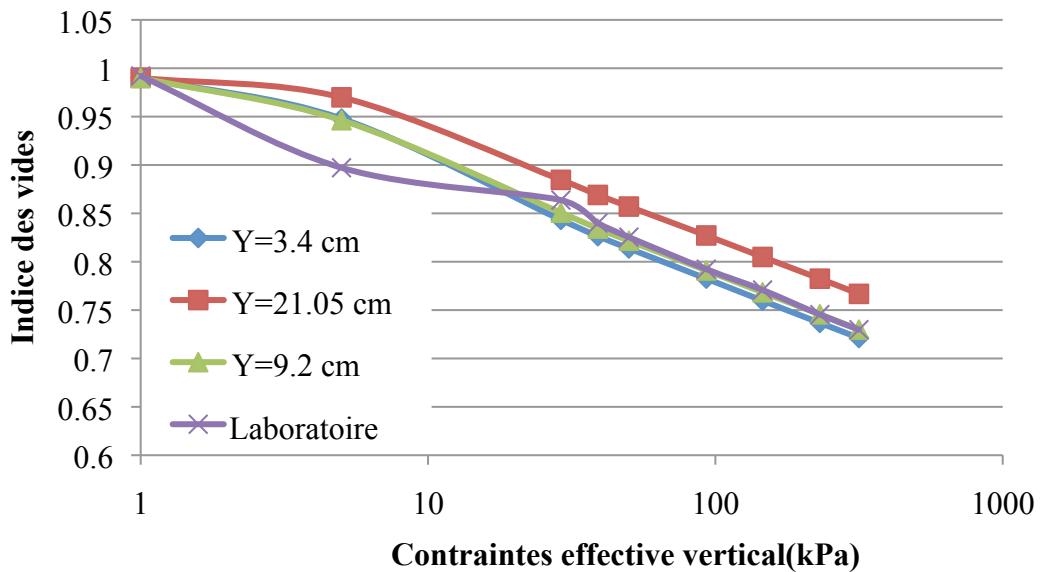


Figure A6-4 : Indice des vides simulé et expérimental à la fin de chaque palier de chargement pour l'essai de consolidation en colonne 6 (échelle semi-log). Les courbes représentent différentes positions dans la colonne (mesurées à partir de la base). Les résultats expérimentaux sont calculés à partir du changement de volume de l'échantillon lors de l'essai.

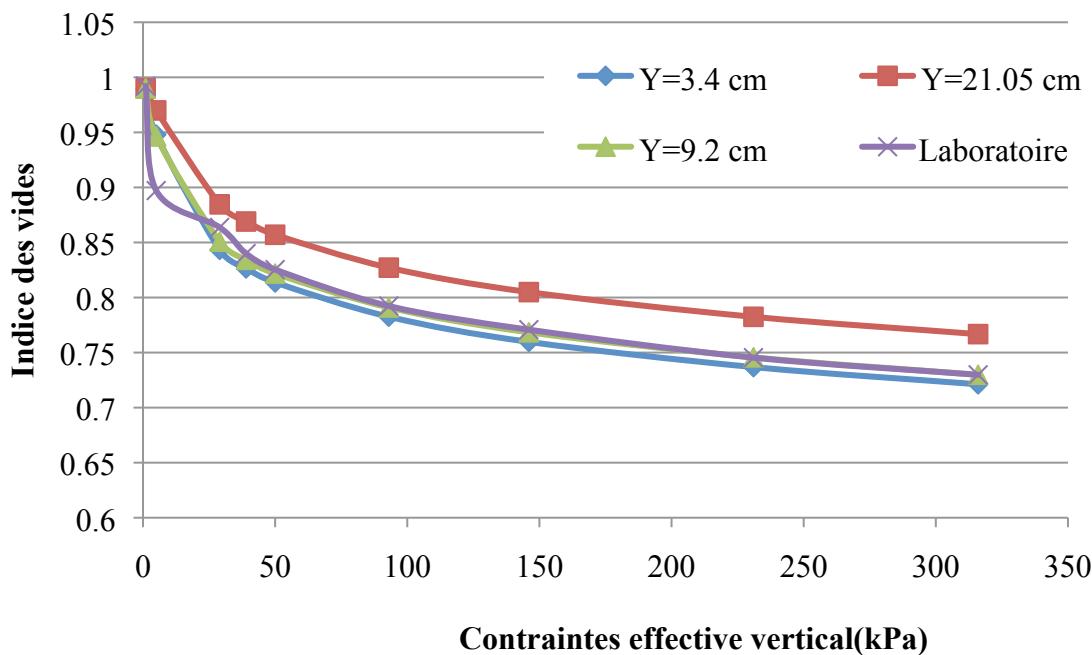


Figure A6-5 : Indice des vides simulé et expérimental à la fin de chaque palier de chargement pour l'essai de consolidation en colonne 6 (échelle arithmétique). Les courbes représentent différentes positions dans la colonne (mesurées à partir de la base). Les résultats expérimentaux de laboratoire sont calculés à partir du changement de volume de l'échantillon lors de l'essai.

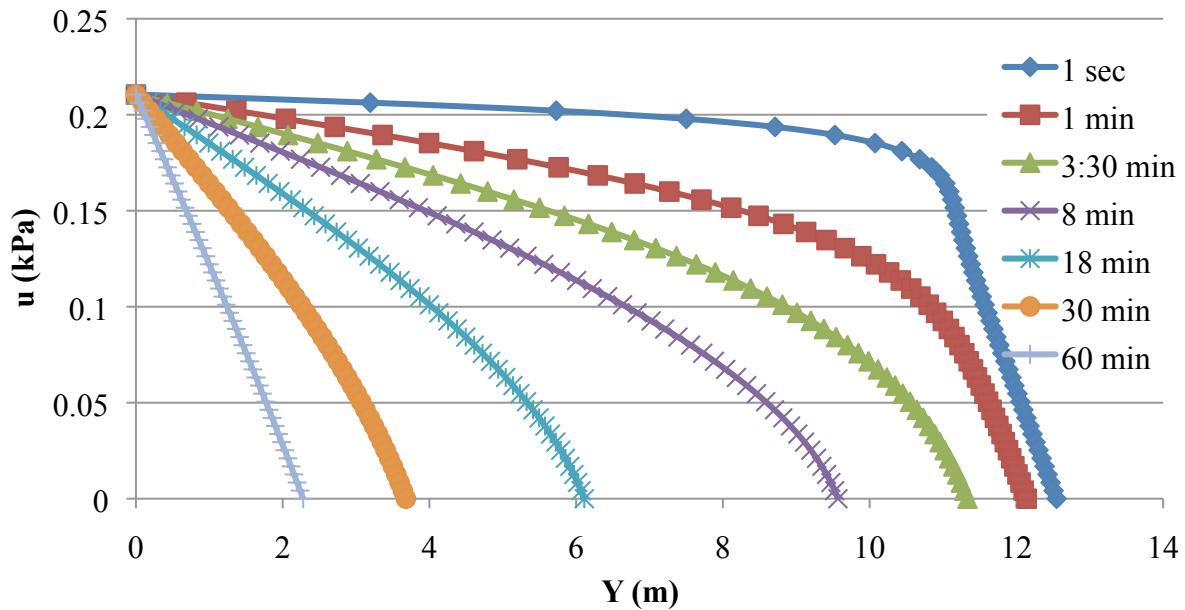


Figure A6-6 : Courbes isochrones des pressions (kPa) d'eau simulées en fonction de l'élévation (m) et du temps pour le palier de chargement 3 de l'essai 6; l'élévation est mesurée à partir de la base de l'échantillon.

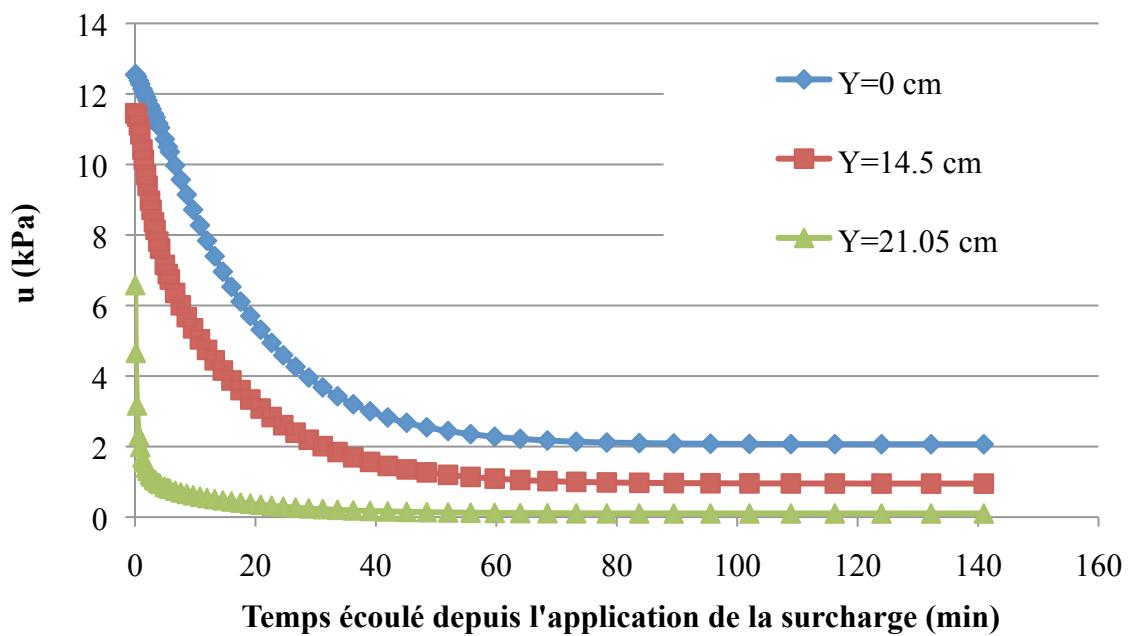


Figure A6-7 : Simulation des pressions d'eau (kPa) en fonction du temps (min) à diverses élévations pour le troisième palier de chargement de l'essai 6; les élévations sont mesurées à partir de la base de l'échantillon; les données de laboratoire sont mesurées à la base de la colonne.

## ANNEXE 7 – Simulation de l'essai de consolidation en colonne

### 5 ; information complémentaire

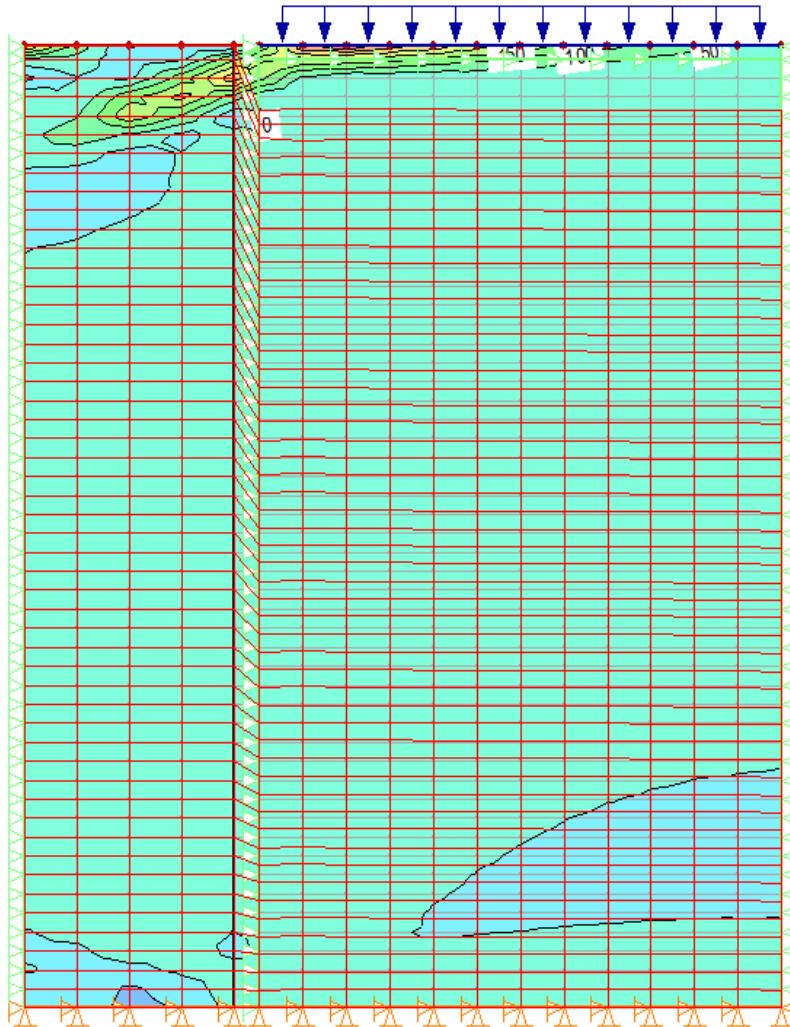


Figure A7-1 : Isocontours des contraintes de cisaillement dans le modèle numérique à la fin du palier de chargement 3 de l'essai 5. Les contraintes de cisaillement dans l'échantillon de résidus sont très faibles à l'exception d'une concentration à proximité de la plaque et à la base du modèle.

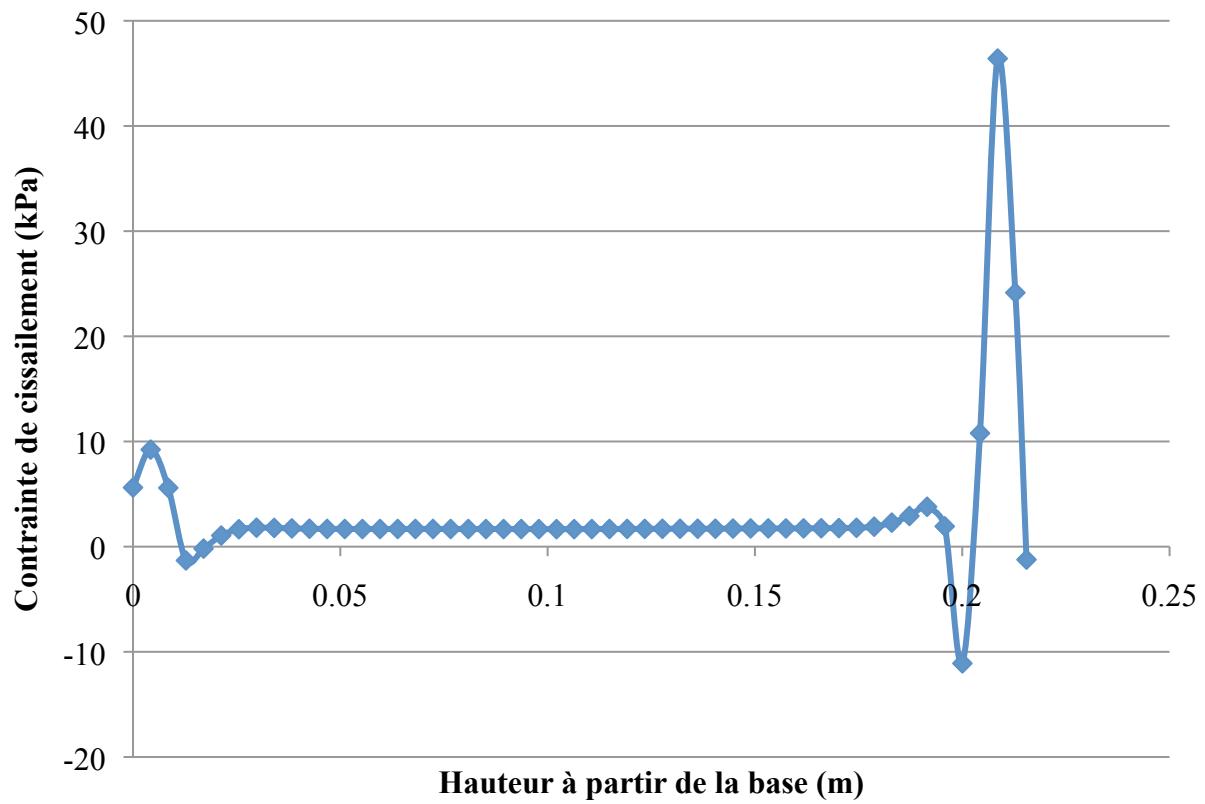


Figure A7-2 : Contraintes de cisaillement pour l'essai 5 en fonction de l'élévation à la fin du palier 3 le long de la paroi. L'élévation dans les résidus est mesurée à partir de la base des résidus. La contrainte de cisaillement le long de la paroi est très faible.

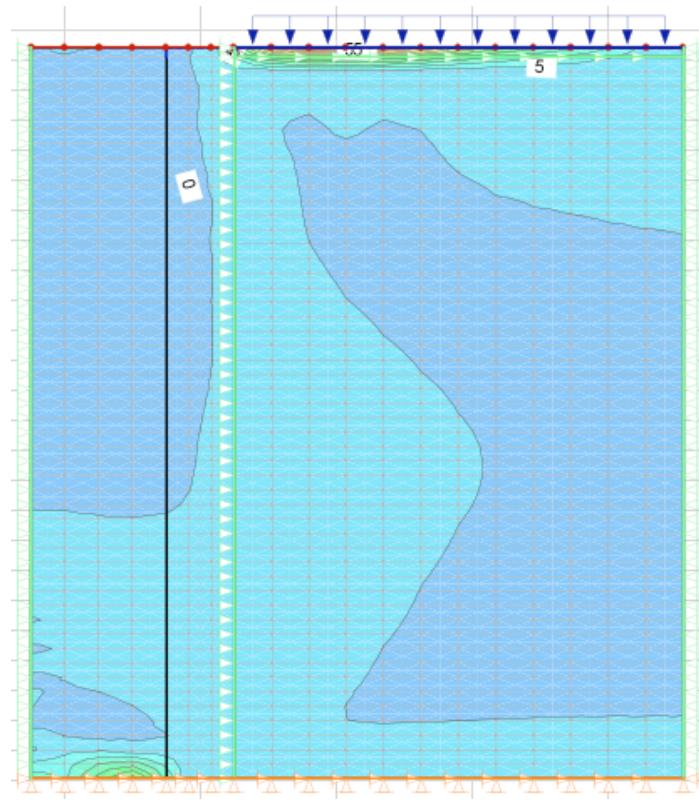


Figure A7-3 : Isocontours obtenus lors de la simulation de l'essai 5 avec le modèle de comportement EP (MC). Contrainte de cisaillement (m) à la fin du palier 8 (40 heures).

Lors de la simulation avec le modèle EP, la contrainte de cisaillement dans l'échantillon et le long de la paroi est très faible (0-5 kPa). On constate de légères concentrations de cisaillement au sommet, près de la plaque. Ces résultats sont similaires aux résultats obtenus pour le modèle de comportement CCM.

**ANNEXE 8 – Simulation de la consolidation des résidus à proximité d'inclusions de roches stériles ; information complémentaires.**

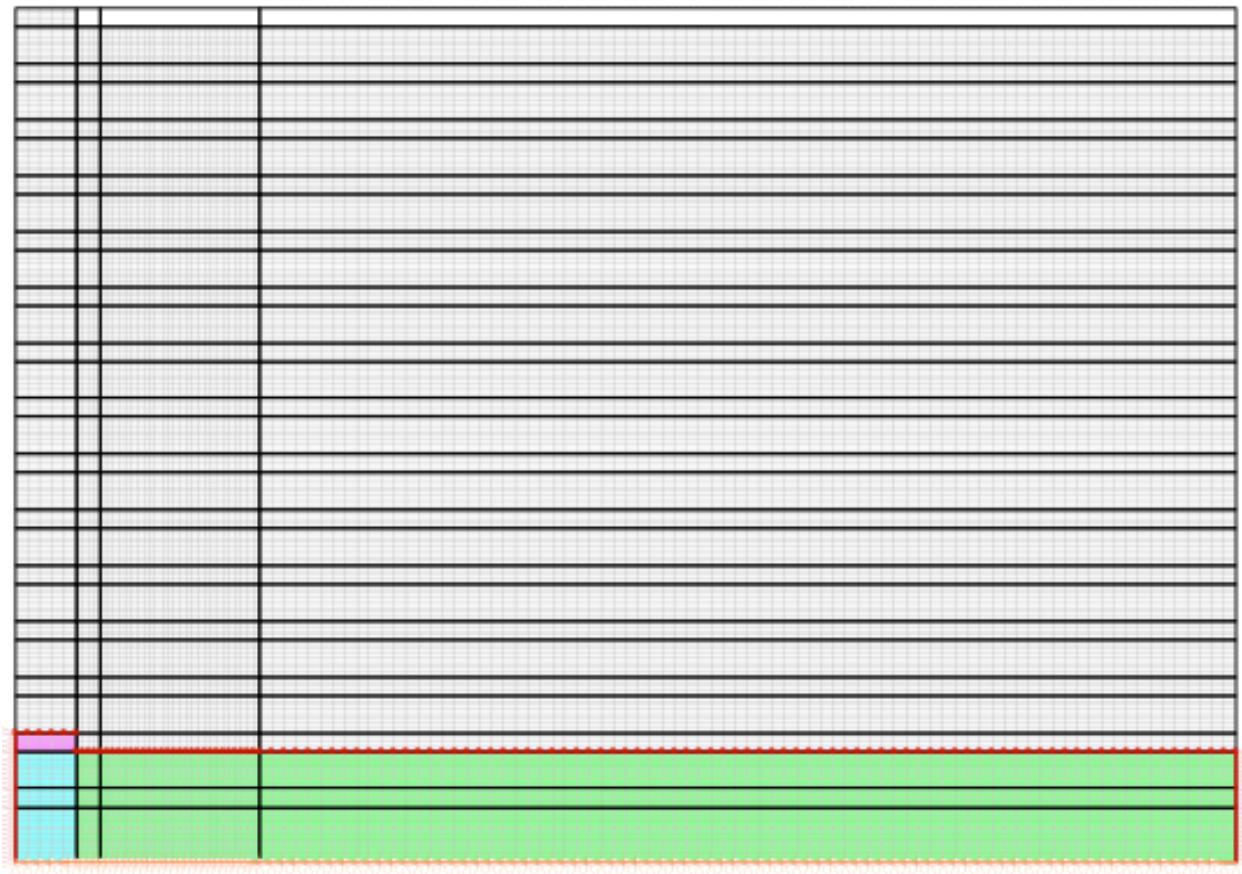


Figure A8-1 : Figure 5-22 avec inclusions des élément finis

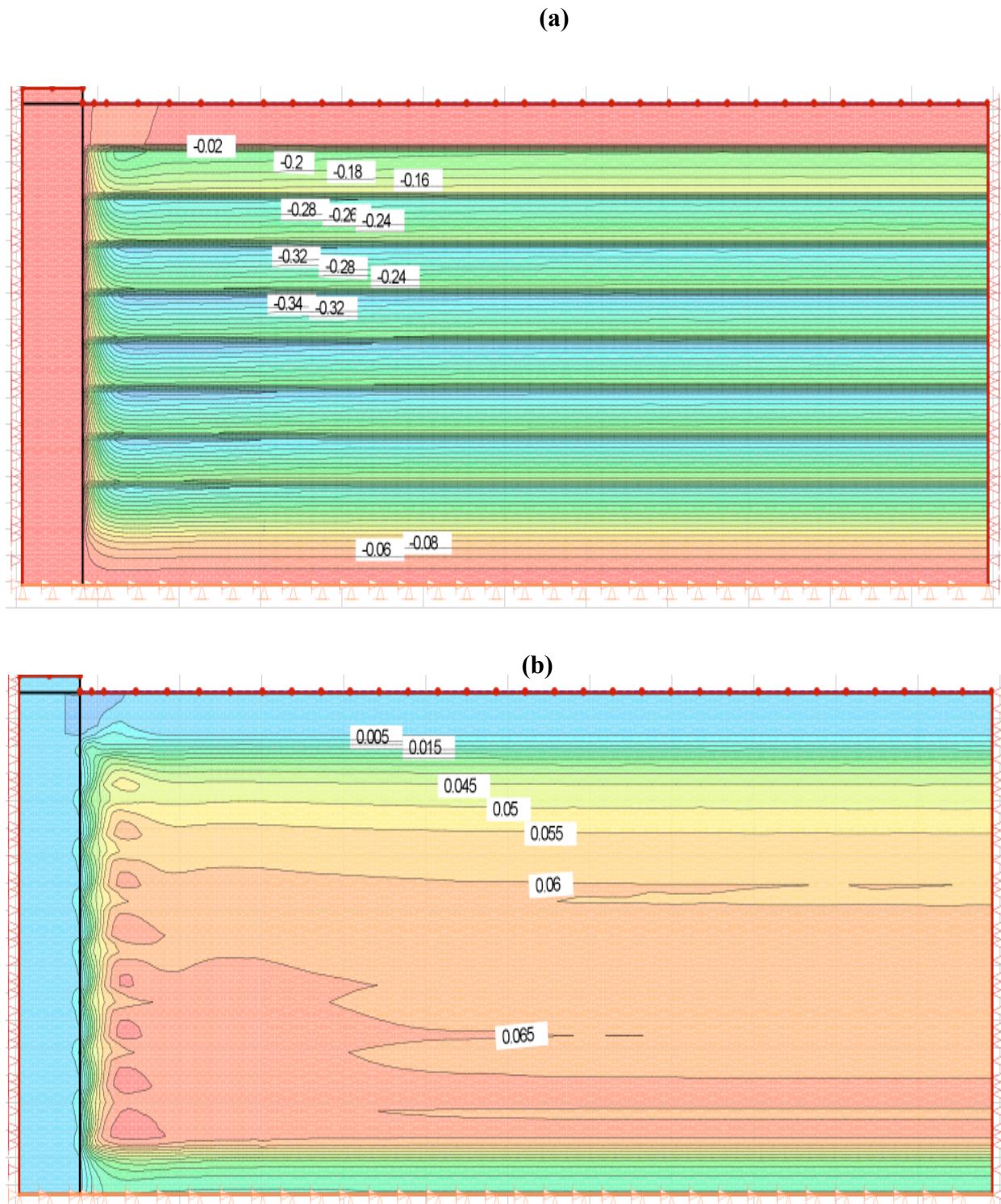
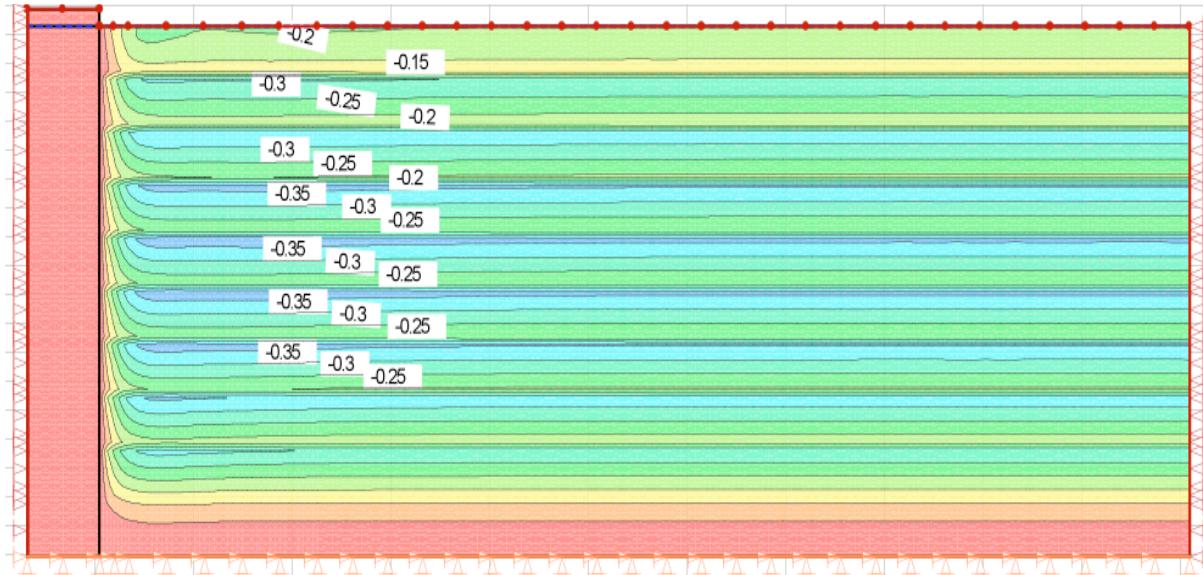


Figure A8-2 : Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 10<sup>e</sup> couche de résidus (t=10 ans). Dimensions : environ 30 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformations verticales (en Y).

(a)



(b)

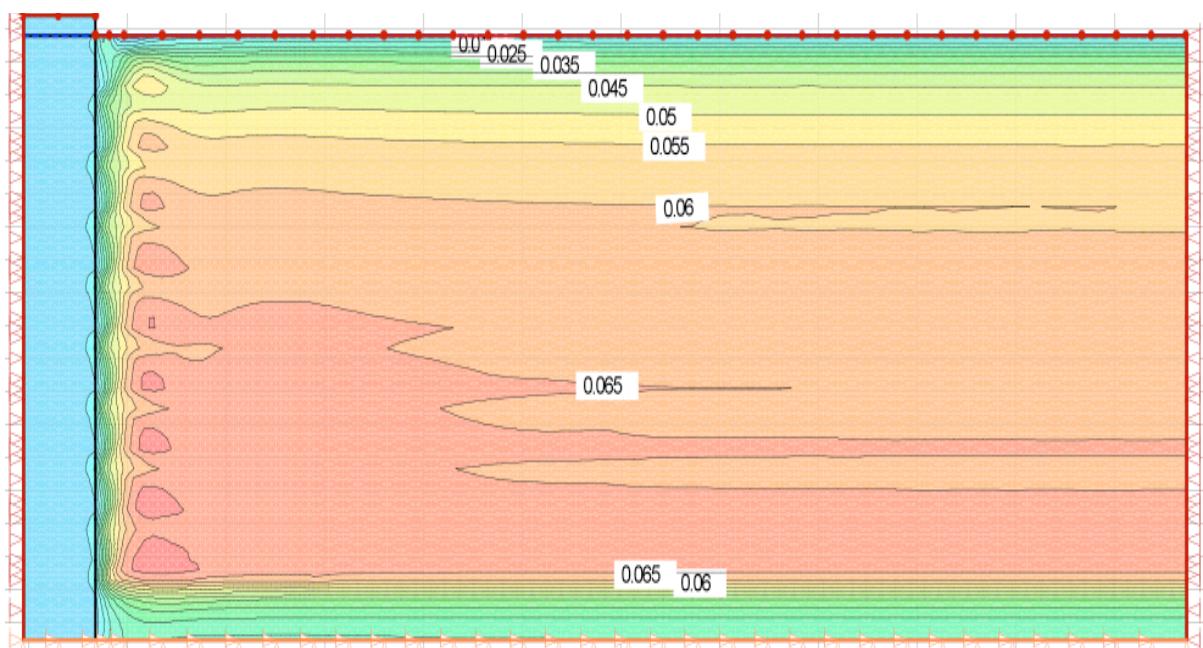


Figure A8-3 : Isocontours obtenus lors de la mise en place de la 10<sup>e</sup> couche de résidus, à la fin de l'année juste avant la déposition d'une nouvelle couche ( $t=10,99$  ans). Dimensions : environ 30 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle). (a) : Tassements depuis le début (m). (b) : Déformations verticales (en Y).

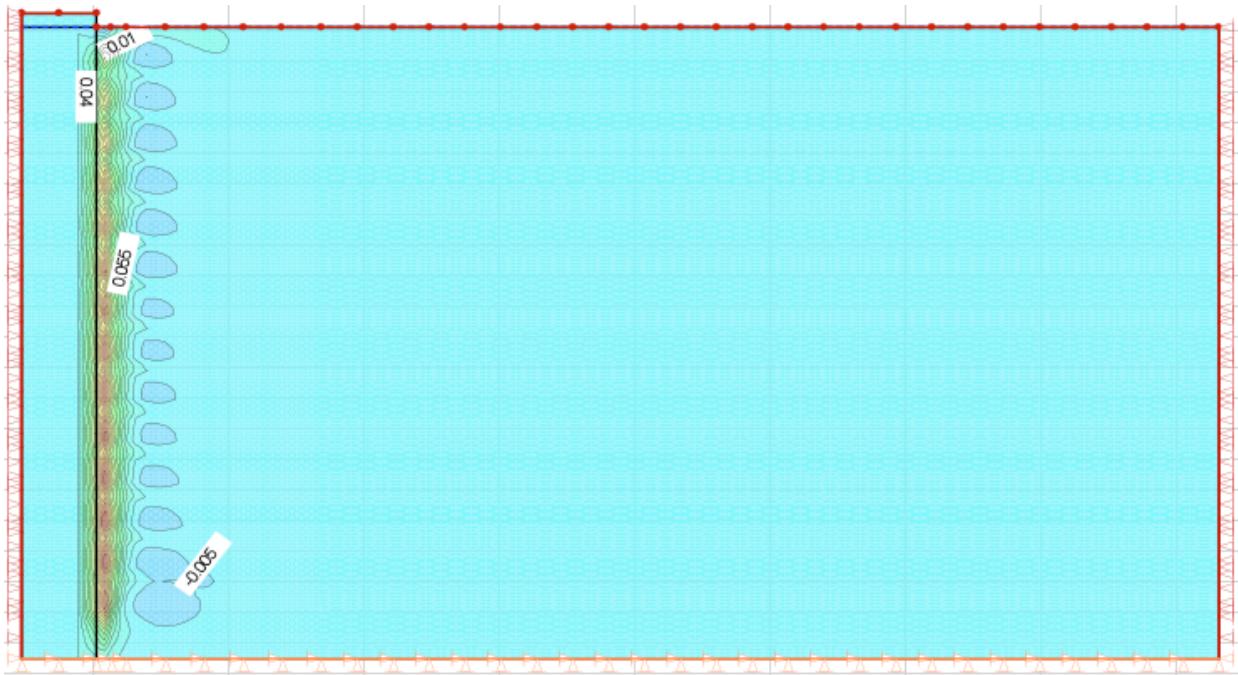


Figure A8-4 : Isocontours des déformations horizontales en X obtenus lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus, à la fin de la dernière année de déposition (t=15,99 ans). Dimensions : environ 45 m de hauteur par 100 m de largeur (pas à l'échelle).

La figure A8-5 montre les déplacements à la surface et la base des résidus (m) en fonction du temps (jours), lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus sur une période de 1 an. Les points sont situés à la surface de la nouvelle couche (a) ainsi qu'à sa base (b), ces points sont situés à des distances horizontales X de 0,5 m, 2 m, 15 m et 75 m dans les résidus.

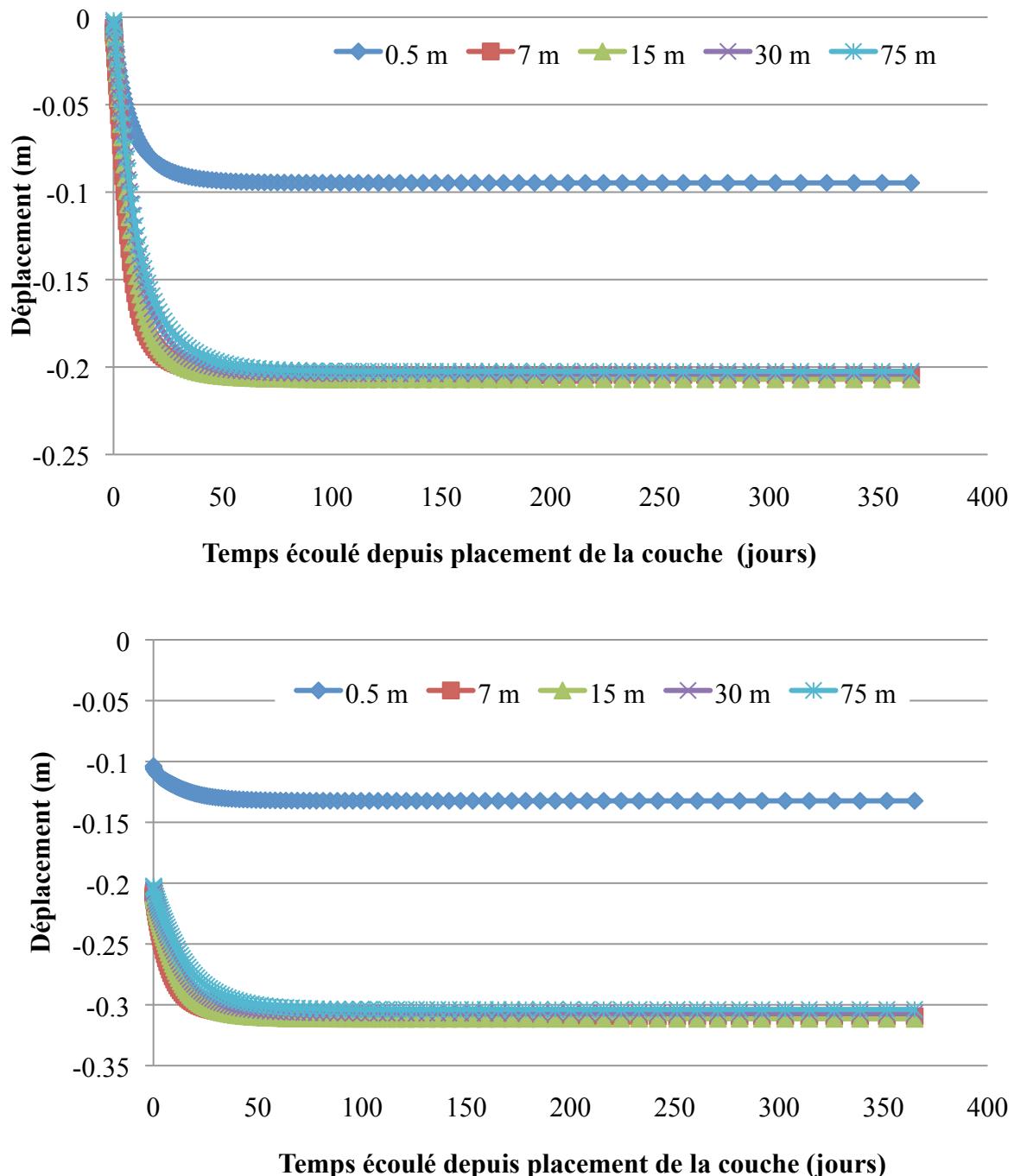


Figure A8-5 : Déplacement des résidus (m) en fonction du temps (jours), lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche de résidus sur une période de 1 an. Les courbes sont tracées pour des points situés à des distances horizontales de 0,5 m, 2 m, 15 m et 75 m dans les résidus à partir de l'interface de l'inclusion. (a) : Points situés à la surface de la 15<sup>e</sup> couche. (b) : Points situés à la base de la 15<sup>e</sup> couche.

À la figure A8-5, le point situé à proximité des inclusions (0,5 m) se déplace peu, comparé aux autres points, en raison de la proximité des inclusions rigides. Les points à une distance horizontale entre 7 m et 75 m des inclusions subissent des tassements presque similaires. Les points situés au sommet de la 14<sup>e</sup> couche se déplacent en fonction du temps lors de la déposition de la couche 15. Cela signifie que les couches inférieures se consolident lors de la déposition d'une nouvelle couche. Les points à la base de la couche 15 montrent des déplacements antérieurs d'environ 20 cm. Lorsque la nouvelle couche est placée, le sommet de la couche 14 (base de la couche 15) se tasse d'environ 12 cm en un an (à  $t=15,99$  ans). Le point situé à 75 m des inclusions atteint sa valeur de tassement maximal après environ 50 jours, tandis que le point situé à 15 m des inclusions atteint sa valeur de tassement maximal après environ 15 jours. La différence de temps pour atteindre le tassement maximal entre les points situés en surface et à la base de la 15<sup>e</sup> couche est faible.

Pour mieux saisir l'impact des inclusions sur le déplacement des résidus, une simulation du problème a été effectuée en éliminant cette inclusion (consolidation de résidus miniers seulement). Puisqu'il il n'y a pas d'inclusion dans cette simulation, les déplacements verticaux sont uniformes et dépendent seulement de l'élévation. Cela est différent du comportement avec une inclusion où l'on observait une courbure des isocontours à proximité des inclusions (figure A8-2). Immédiatement après la déposition de la nouvelle couche, les déformations sont quasiment nulles dans celle-ci (figure A8-6). À la fin de l'année, la nouvelle couche a subi des déformations causées par la consolidation sous son propre poids. Ce comportement est similaire à celui observé aux figures A8-2 et A8-3 lors de la déposition de la 10<sup>e</sup> couche de résidus avec présence d'inclusions rocheuses (surtout loin de l'inclusion).

Les figures A8-7 et A8-8 montrent les déplacements en surface (m) et la déformation verticale Y en fonction du temps. Les résultats des simulations sans inclusion sont comparés aux résultats des simulations avec inclusions pour diverses distances horizontales.

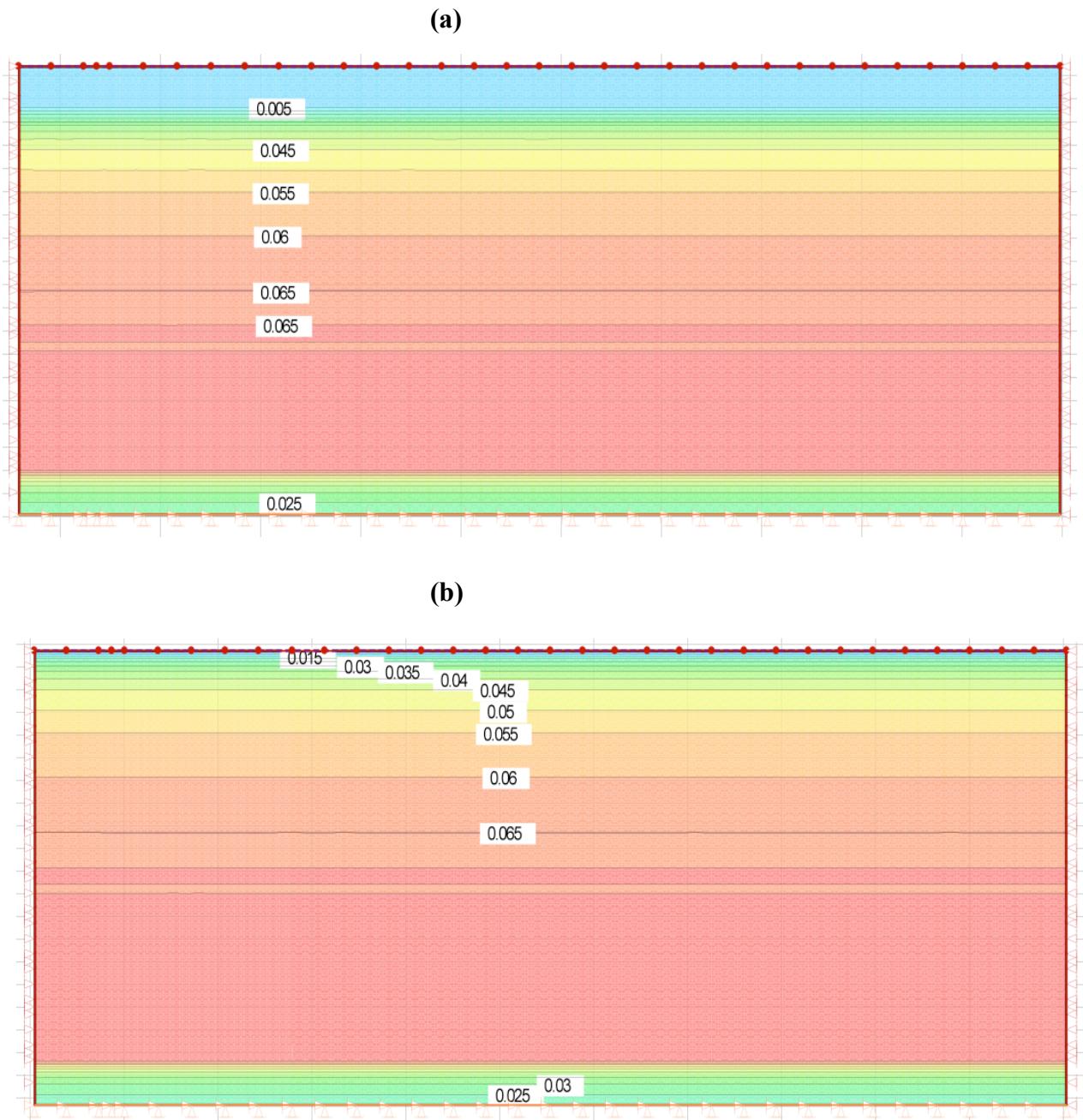


Figure A8-6 : Isocontours de la déformation verticale (Y) lors de la mise en place de la 10<sup>e</sup> couche de résidus pour un modèle sans inclusion. Dimensions : 30 mètres de hauteur par 100 mètres de largeur (pas à l'échelle). (a) : Isocontours immédiatement après la mise en place de la couche. (b) : Isocontours à la fin de l'année à  $t=10,99$  ans (avant la déposition de la prochaine couche).

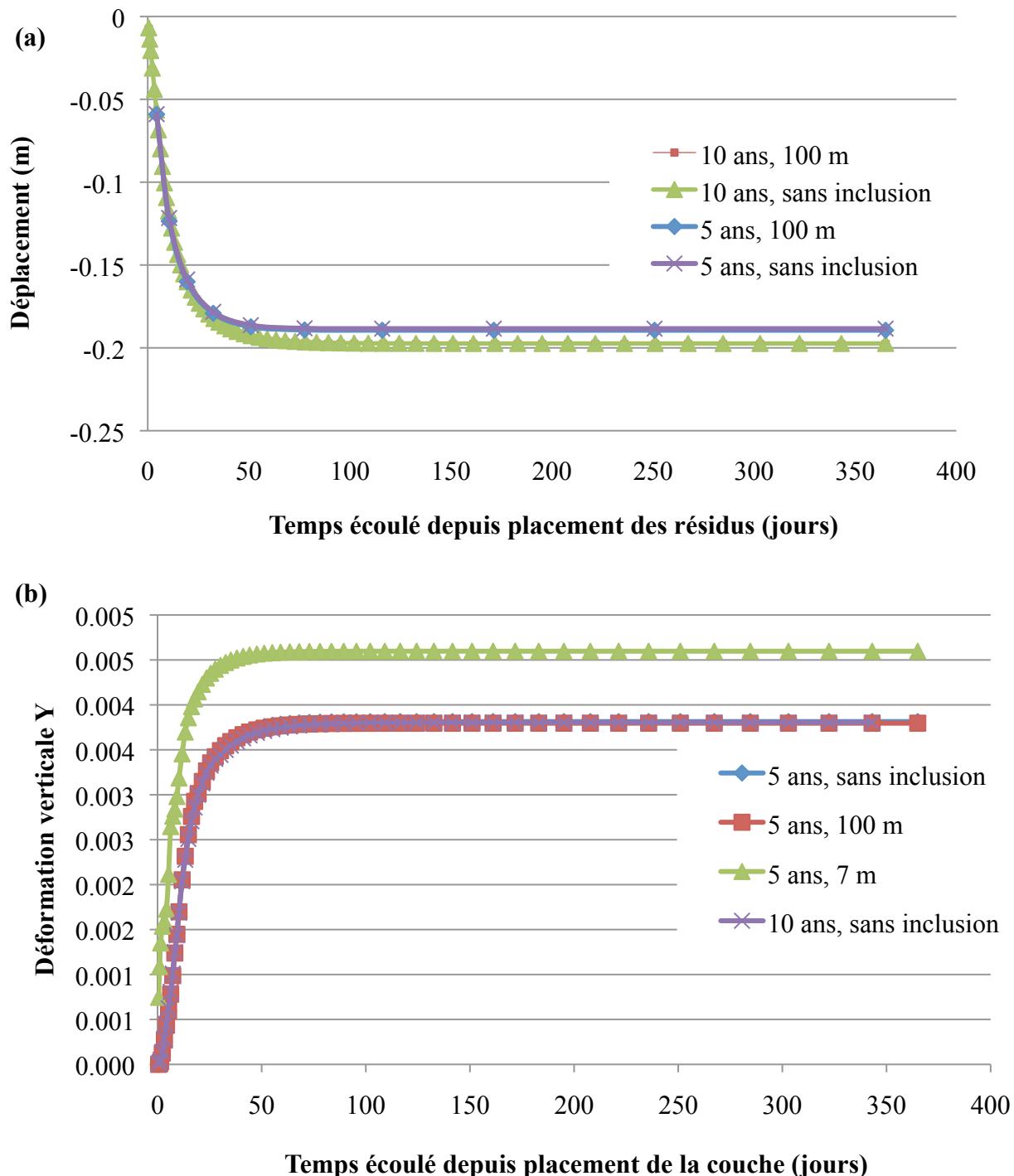


Figure A8-7 : (a) Déplacement (m) en surface en fonction du temps (jours), lors de la mise en place des couches de résidus 5 et 10 sur une période de 1 an. Les courbes sont montrées pour des points situés à des distances horizontales de 7 m, 100 m et sans inclusion dans les résidus (b) : Évolution de la déformation verticale (Y) en fonction du temps.

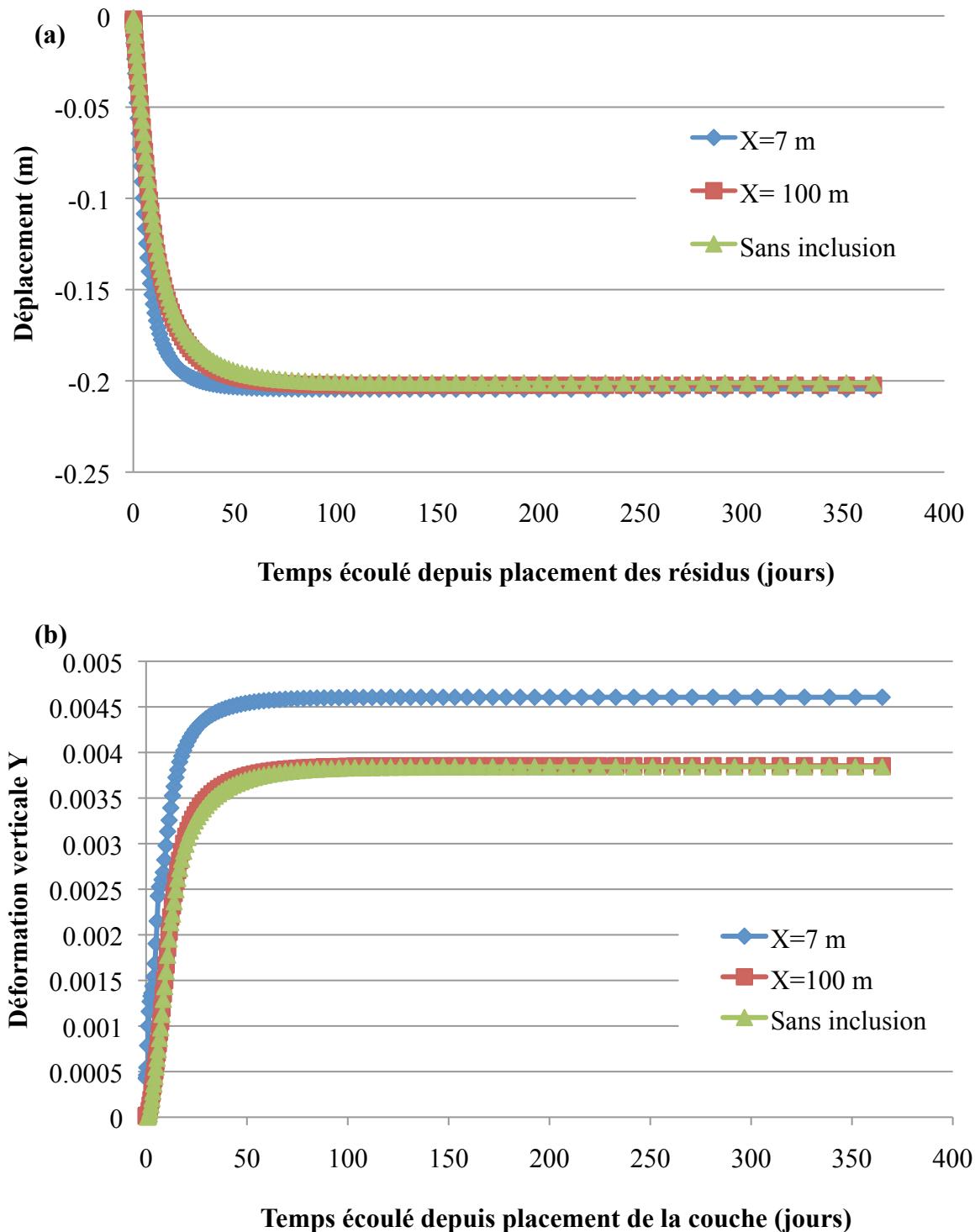


Figure A8-8 : (a) Déplacement en surface (m) en fonction du temps (jours), lors de la mise en place de la 15<sup>e</sup> couche sur une période de 1 an. Comparaison résultats sans inclusion et avec inclusions. (b) : Évolution de la déformation verticale (en Y) en fonction du temps.

Les déplacements et déformations verticales (en Y) en fonction du temps dans le cas sans inclusion sont similaires à ceux obtenus à une distance de 100 m avec inclusions. Les courbes obtenues à une distance de 7 m ont une forme similaire, mais atteignent le déplacement maximal plus rapidement. Les figures A8-7 et A8-8 indiquent que les inclusions n'ont plus d'effet sur la consolidation des résidus miniers à une distance de 100 m, mais ont un effet marqué à une distance de 7 m. Les tassements sans inclusion et avec inclusions à 100 m sont identiques pour les années 5 et 10. Par conséquent, les inclusions n'ont plus d'effet sur le temps nécessaire pour atteindre le tassement maximal à cette distance.

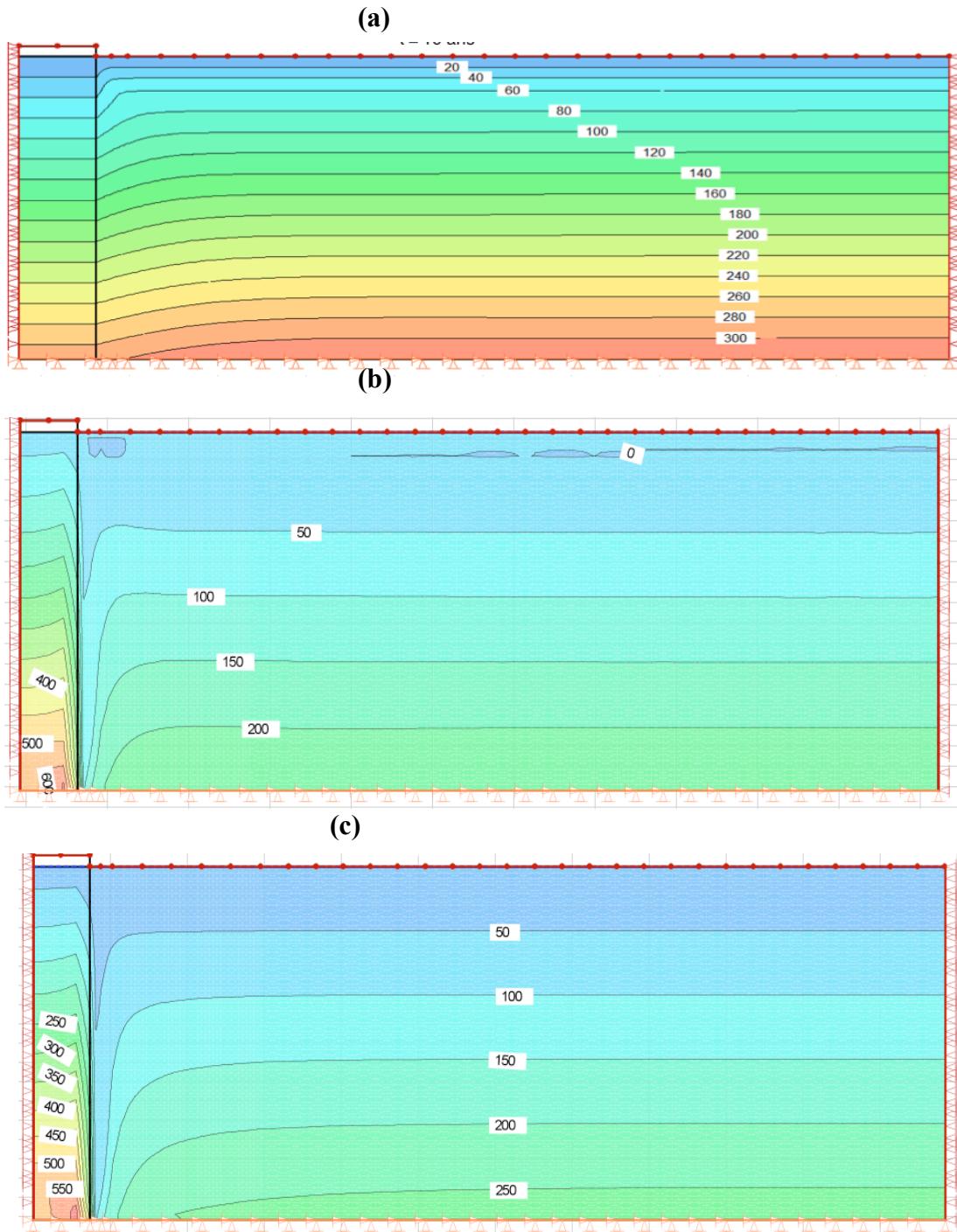


Figure A8-9 : Dimensions : 100 m de largeur et 30 m de hauteur (pas à l'échelle). (a) Pression interstitielle (kPa) à  $t=10$  ans (b) contraintes effectives à  $t=10$  ans (c) contraintes effectives à  $t=10,99$  ans.