

NOTE TO USERS

This reproduction is the best copy available.

UMI[®]

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MISE AU POINT D'UN SYSTÈME DE MESURE POUR CARACTÉRISER LE
COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES BOUES DE TRAITEMENT
DES EAUX MINIÈRES

JEAN-BAPTISTE DROMER
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)
SEPTEMBRE 2004

© Jean-Baptiste Dromer, 2004



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-494-01311-7

Our file Notre référence

ISBN: 0-494-01311-7

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MISE AU POINT D'UN SYSTÈME DE MESURE POUR CARACTÉRISER LE
COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES BOUES DE TRAITEMENT
DES EAUX MINIÈRES

présenté par: DROMER Jean-Baptiste

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

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

M. ZAGURY Gérald, Ph.D., président

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

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. KENNEDY Greg, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. POIRIER Philippe, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce projet n'aurait pas été possible sans la contribution de plusieurs personnes que je tiens particulièrement à remercier :

Michel Aubertin pour sa confiance et son soutien très apprécié tout au long de ce projet ; Bruno Bussière ; la Chaire CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers pour son soutien financier ; Greg Kennedy pour sa grande disponibilité ; le personnel du laboratoire de la Chaire avec une mention spéciale à Étienne Bélanger ; André Ducharme pour sa collaboration technique très appréciée ; Louis Bernier et Philippe Poirier pour leur soutien technique ; le département de Génie CGM de Polytechnique ; Savario Biunno du laboratoire d'enseignement 1er cycle du département de physique de l'Université McGill.

Je n'oublie pas l'appui de mes amis Dominic, Carl, Romain, Michel et l'équipe de géotechnique. Benoît pour son appui scientifique et sa passion de la géotechnique. Vincent pour sa grande amitié et sa complicité de tous les instants. Mustapha pour avoir partagé avec moi l'étroitesse de notre bureau, son support Matlab et pour les nombreux cafés. Un clin d'œil à Louise et son fauteuil. Marie-Madeleine pour sa foi qui a fait ses preuves.

Enfin, je voudrais dédicacer ce travail à mes filles Élisabeth et Marie-Sophie ainsi qu'à mon épouse Michèle qui ont non seulement dû faire preuve de beaucoup de patience pour les nombreux soirs et les fins de semaine d'étude mais surtout pour m'avoir fait confiance et permis de mener à terme ce projet. Merci Michèle pour ton appui, pour ton travail de relecture et tes conseils. Merci d'avoir été à mes côtés durant toutes ces années. Sans toi, tout cela n'aurait pas été possible. Merci.

RÉSUMÉ

Les activités minières nécessitent, pour accéder au minerai, l'extraction de grandes quantités de roches stériles, n'ayant pas de valeur économique. Ces roches sont généralement empilées en surface ou retournées dans les chantiers souterrains. Ces empilements de grande dimension, appelés haldes à stériles sont parfois générateurs de drainage minier acide (DMA). Il en va de même pour les rejets du concentrateur, issus du traitement minéralurgique du minerai extrait du sous-sol. En effet, lorsque les rejets solides (roches stériles, résidus miniers) contiennent des minéraux sulfureux, il est possible que leur oxydation produise du DMA, dont l'impact environnemental est extrêmement négatif en raison de l'acidité et de grandes concentrations en métaux en solution. Le traitement de ces eaux acides doit permettre de contrôler la qualité des effluents rejetés à l'extérieur de l'exploitation. Plusieurs systèmes existent mais le plus répandu est le traitement chimique. Ce dernier utilise généralement de la chaux afin de contrôler le pH et de précipiter les métaux sous forme d'hydroxydes. La séparation des solides résulte en une boue dont la densité de solide peut varier. Ces boues sont stockées en surface dans des bassins pendant de longues périodes de temps. Leur volume dépend principalement de leur densité initiale et c'est pourquoi on a développé des systèmes de traitement dits à haute densité produisant des boues dont la densité massique de solide (ou densité de pulpe) est d'au moins 10 %. L'impact de ces boues à haute densité (BHD) sur la réduction du volume d'entreposage est considérable, notamment en termes d'économies engendrées, et il s'avère donc nécessaire d'approfondir les connaissances relatives à ce type de rejet issu des activités minières.

Ce projet porte sur l'étude du comportement hydromécanique de ces boues durant les étapes de suspension, sédimentation/clarification et consolidation. Pour ce faire, on a développé une approche expérimentale permettant de caractériser le comportement des boues avec pour objectif d'améliorer la connaissance de leurs caractéristiques pour ensuite être en mesure d'améliorer la gestion des parcs de stockage tout en augmentant leur stabilité chimique et physique. Pour réaliser cette étude, nous avons

donc conçu un montage de laboratoire constitué d'une grande colonne en plexiglas (d'environ 2 m de hauteur). Cette colonne peut être drainée à sa base et est montée sur un support en acier. Le système comporte également un plateau mobile mécanique entourant la colonne, déplaçable le long de l'axe vertical de la colonne à l'aide d'un moteur électrique. Plusieurs instruments équipent le montage. Des senseurs permettant de mesurer la pression d'eau u sont installés le long de la colonne, à un intervalle de 10 cm. Ils sont reliés à un système d'acquisition de données qui convertit le signal mesuré vers un ordinateur afin de compiler en temps réel et sans interruption, l'évolution des pressions dans les boues. Un bouchon poreux en céramique est utilisé comme interface avec la boue. Les senseurs doivent être calibrés avant utilisation. La position de l'interface eau/boue est évaluée à l'aide d'une caméra numérique montée sur un trépied ajustable. Un ruban de mesure est placé sur la paroi externe de la colonne. Les clichés sont également stockés sur un support informatique à une fréquence réglable. On mesure également les variations de la densité ρ à l'aide d'une technique innovatrice utilisant un détecteur de rayons gamma. Une source de samarium ^{153}Sm (activité 40 Mbq), d'une demie vie de 46,7 h, est placée sur le plateau mobile. Les rayons gamma émis sont dirigés vers la colonne et la traversent en direction du récepteur, placé à l'opposé sur le plateau. La quantité de rayons détectés dépend notamment de la densité et du coefficient d'absorption massique k_a des boues traversées. En déplaçant le plateau face aux différents capteurs de pression, on peut donc mesurer simultanément u et la densité des boues (avec une précision de 1 %) de façon périodique. On a testé la précision de cette technique de mesure de la densité sur plusieurs échantillons de boues de traitement et de bentonite placés dans des colonnes de petite dimension. De plus, des tests supplémentaires ont été réalisés sur la grande colonne d'essai, notamment afin de déterminer l'influence des zones de transition (boue/eau et boue/air) sur les mesures.

Les essais de sédimentation et de consolidation en colonnes peuvent durer plusieurs semaines et incluent une phase de suspension/sédimentation, suivie d'une phase de consolidation sous le propre poids du matériau. On a aussi imposé une phase de consolidation induite par l'application de charges externes, par l'intermédiaire d'un piston drainant relié à des poids.

La validité du système a été évaluée dans le laboratoire de la chaire CRSNG Polytechnique-UQAT de Montréal, en utilisant une boue haute densité provenant d'une exploitation minière d'Abitibi (Québec, Canada). Les boues sont d'abord homogénéisées mécaniquement dans un réservoir puis versées dans la colonne par le haut. Les instruments de mesure de la pression et de la position de l'interface sont activés. Le profil de densité est mesuré à intervalle régulier.

Une fois l'état d'équilibre atteint (3 à 15 jours selon le type de matériau) dans la colonne (c'est à dire lorsque la pression ne varie plus et que l'interface demeure à une position constante), on place une charge additionnelle qui s'applique sur la boue par l'intermédiaire du piston perforé. De la même façon que l'on procéderait pour un essai de consolidation, on charge successivement la boue jusqu'à ce qu'elle atteigne un nouvel état d'équilibre. À la fin du test (jusqu'à 3 mois), la colonne est démontée et les boues densifiées sont extraites intactes pour échantillonnage. On peut alors vérifier par des méthodes classiques la densité finale des boues ainsi que leur teneur en eau.

Pour ces boues BHD (densité des grains de 3,14 ; D_{10} de 1 μm et D_{60} de 20 μm), on a mesuré une augmentation de la densité de pulpe de 11,4 % à 16,4 % ; la teneur en eau a baissé de 776 % à 508 %, et le volume des vides initial de 24,3 est passé à 15,9 à l'étape finale de consolidation (charge appliquée de 21,6 kPa).

À partir de ces résultats préliminaires, on s'est intéressé à calculer plusieurs paramètres clés intervenant dans l'analyse de la sédimentation et de la consolidation. Les données de pression et de densité ainsi que l'indice des vides ont permis d'obtenir une valeur moyenne du coefficient de consolidation c_v de $4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui est comparable à celui de certaines argiles. Les valeurs du coefficient de compressibilité a_v mesurées varient entre $-0,3$ et $-1,5 \text{ kPa}^{-1}$. On en a déduit une conductivité hydraulique des boues dans une gamme de valeurs de 3×10^{-5} à $3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$., selon l'indice des vides e , ce qui correspond typiquement à la conductivité de matériaux silteux. La valeur des indices de compression C_c varie quand à elle de 3 à 10, avec

une valeur moyenne de 7, proche de ce que l'on retrouve généralement avec certaines argiles molles.

L'analyse des résultats obtenus, en termes d'évolution spatiale et temporelle des caractéristiques des boues, devrait permettre de développer des modèles pour la prédiction du comportement dans le temps. Ce projet a surtout mis l'emphasis sur le montage expérimental mais il reste encore plusieurs avenues à étudier au niveau de l'utilisation de ces résultats. La variation des paramètres intrinsèques aux boues devrait permettre de mesurer l'impact sur leur comportement in situ.

ABSTRACT

Mining operations require, in order to gain access to the orebody, extraction of high quantity of waste rock with no economic value. This rock is usually stored on surface or in underground stopes. The waste piles on surface may cause acid mine drainage (AMD), as can the tailings produced by ore treatment. In fact, when solid waste (rock wastes and mine tailings) contains sulphur rich minerals, their oxidation may lead to AMD, whose environmental impact can be extremely negative because of acidity and high metals concentration in solution. The goal of acid water treatment is to control the quality of discharged effluent from the mine. Many systems exist but chemical treatment is the method most often used. It generally uses lime to control pH and to precipitate metals in hydroxides form. The separation of the solids results in a sludge with variable density. These sludges are stockpiled in surface basin for long periods of time. Their volume depends mainly on initial density. Thus high density sludge treatment systems have been developed to produce sludge with a minimum of 10% mass solid density. High density sludge (HDS) impact on stock volume reduction is very significant and so it is necessarily to improve our knowledge about this type of mining waste.

This project is a study of the hydromechanical behavior of sludge, during the suspension, sedimentation/clarification and consolidation stages. To achieve this, we developed an experimental approach to the study of sludge behavior, first aiming to improve our understanding of their characteristics, in order to improve waste basin management and to increase their physical and chemical stability. To carry out this study, we have built a laboratory set-up incorporating a large Plexiglas column (about 2 meters high). The column, which can be drained from below, is built on a steel base. The system also contains a mobile aluminum support plate around the column, movable along its vertical axe with an electric motor. The set-up is also equipped with extensive instrumentation. Pressure measurements (u) are made with transducers installed every 10 cm. They are interfaced to a data acquisition computer for uninterrupted measurement of pressure evolution in the sludge. A porous ceramic cup

is use between the sludge and the transducer. The position of the free water interface is measured by a digital camera installed on an adjustable tripod, which reference a measuring tape attached to the column. Pictures are transferred to a computer at various frequencies. We also measure density ρ variations with an innovative technique using gamma ray transmission. A samarium source (^{153}Sm , activity of 40 MBq), with a half-time of 46.7 h, is placed on the mobile support plate. Gamma rays emitted in the direction of the column, go through it towards the detector mounted on the opposite side. The number of detected gamma rays depends on the density and absorption coefficient k_a of the sludge. Moving the gamma ray source and detector at the height of a pressure transducer, we can simultaneously measure u and sludge density (with a precision of about 0,3 %). We tested the system accuracy and precision on many sludge and bentonite clay samples placed in small columns. Additional tests were carried out on the large column, to determine transition zone (sludge/water and sludge/air) influence on the density measurements.

Sedimentation and consolidation tests in columns may last many weeks. These include a suspension/sedimentation phase, followed by a consolidation phase under self weight. We also provoked another consolidation phase with the application of external loads, using a drained piston linked to weights.

The system was tested at the NSERC Polytechnique-UQAT Industrial Chair laboratory, using high density sludge from mining operations in Abitibi (Quebec). First, sludge is mechanically homogenized in a tank and then put into the column from the top. Pressure and water interface measurement instruments are activated. Density profile is measured at regular interval.

Once a pseudo-steady state is reached (3 to 15 days depending on material) in the column (when there is no change observed in the interface position and pore pressure), external loads are added on top of the column using a rod connected to a perforated plastic plate. As for a conventional consolidation test, we load the sludge until they reach a new equilibrium state, At the end of the test, which may last up to 3

months, the column is dismantled and the sludge is retrieved in an intact state. Tests can be run on these samples to measure the density and water content.

For the HDS (solid relative density 3.14; D_{10} about $1\mu\text{m}$ and D_{60} about $20\mu\text{m}$), the pulp density P changed from about 11.4 % to 16.4 % during the test; the water content varied between 776 % and 508 %, and the void ratio e decreased from 24.3 to 15.9 (for a maximum applied stress of 21.6 kPa).

These preliminary results can be used to obtain key parameters involved in the constitutive laws developed to analyze sedimentation and consolidation. Pressure, density and void ratio lead to an average value of consolidation coefficient c_v of $4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$; this is comparable to the coefficient of some soft clays. The value of the compressibility coefficient a_v varied from -0.3 to -1.5 kPa^{-1} . We deduce a hydraulic conductivity in the range of 3×10^{-5} to $3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, depending on e ; this range would be typical of silty soils. The value of compression index C_c varied from 3 to 10, with an average close to 7; this is similar to that of many clays.

Analysis of the obtained results, in terms of spatial and temporal evolution of sludge characteristics, would allow the development of models for the prediction of sludge behavior over time. This project dealt mainly with the laboratory set-up and the results will need to be investigated further. Knowledge of the variation of intrinsic sludge parameters would make possible an assessment of their effect on in situ behavior.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	IX
TABLE DES MATIÈRES	XII
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES	XVII
LISTE DES ANNEXES	XXII
LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1. Généralités.....	1
1.2. Les boues de traitement des eaux acides minières	1
1.3. Le projet de recherche	2
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1. Les boues de traitement des eaux acides minières	4
2.1.1. Définition du drainage minier acide.....	4
2.1.2. Traitement du drainage minier acide	5
2.1.3. Neutralisation du drainage minier acide.....	7
2.1.4. Procédés de neutralisation du drainage minier acide	10
2.1.5. Remarques complémentaires	15
2.2. Théories de la sédimentation et de la consolidation	16
2.2.1. La sédimentation.....	18
2.2.2. La consolidation	22
2.2.3. La compressibilité des sols	24
2.2.4. Théorie de Terzaghi sur la consolidation unidimensionnelle	26
2.2.5. Évaluation de la compression secondaire	43
2.2.6. La problématique de la sédimentation et de la consolidation en grand déplacement et application aux boues	45
2.2.7. Dernières remarques	53
2.3. Techniques nucléaires et mesure de densité.....	54

2.4. Dernières remarques	57
CHAPITRE 3 DESCRIPTION DU MONTAGE	58
3.1. Préambule.....	58
3.2. Présentation générale du montage	58
3.3. Mesure de la pression.....	66
3.3.1. Système de mesure de la pression interstitielle.....	66
3.3.2. Capteur de pression.....	68
3.3.3. Logiciel d'acquisition de données	70
3.3.4. Calibrage des capteurs	71
3.4. Mesure de la position de l'interface de sédimentation	72
3.5. Mesure de la densité.....	75
3.5.1. Préambule.....	75
3.5.2. Origines de la technique	76
3.5.3. Description de la source radioactive	78
3.5.4. Théorie de la mesure de densité	80
3.5.5. Tests et validation de la mesure de densité sur mini colonnes.....	84
3.5.6. Tests et validation de la mesure de densité sur le montage de laboratoire	95
3.5.7. Coefficient d'absorption massique pour des boues	110
3.6. Ajout de charges ponctuelles	116
3.7. Recommandations sur le montage	118
CHAPITRE 4 PRINCIPAUX RESULTATS DES ESSAIS	121
4.1. Introduction	121
4.2. Description des échantillons	121
4.2.1. Kaolin	121
4.2.2. Boues haute densité de traitement des eaux.....	122
4.3. Essais en colonne avec du Kaolin	128
4.3.1. Présentation générale de ces essais de calibration.....	128
4.4. Essai de sédimentation et de consolidation avec des boues.....	131
4.4.1. Récapitulatif de l'essai	131
4.4.2. Mesure de la hauteur de l'interface entre l'eau claire et les boues en fonction du temps	132

4.4.3.	Mesure des pressions interstitielles	133
4.4.4.	Mesure des densités	136
CHAPITRE 5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....		140
5.1.	Analyse de la consolidation des boues	140
5.2.	Interprétation de l'essai de consolidation sur les boues BHD	151
5.2.1.	Détermination de la conductivité hydraulique	151
5.2.2.	Estimation du tassement.....	162
5.3.	Discussion.....	165
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		167
RÉFÉRENCES		170
ANNEXES.....		180

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : $U_{moy}(\%)$ vs T (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	43
Tableau 2-2 : Spectres électromagnétiques (Tiré de Shuey, 2002)	55
Tableau 3-1 : Probabilités des rayonnements issus de la désintégration du ^{153}Sm ..	78
Tableau 3-2 : Résultats des mesures de densité sur les boues - Test et validation.....	92
Tableau 3-3 : Mesures de densité sur la bentonite - Test et validation du 4 juin 2002	93
Tableau 3-4 : Composition chimique des boues BHD (Tiré des résultats de laboratoire de Bernier, 2003)	112
Tableau 3-5 : Coefficients d'absorption massique, k_a , pour les constituants des boues BHD	112
Tableau 3-6 : Calcul de k_a pour les boues BHD	113
Tableau 3-7 : Valeur de k_a pour eau.....	113
Tableau 4-1 : Analyse chimique du surnageant (selon L. Bernier).....	125
Tableau 4-2 : Caractéristiques chimiques des boues (selon L. Bernier)	126
Tableau 4-3 : Densité des grains de boues.....	128
Tableau 4-4 : Essais en colonne faits sur le Kaolin.....	129
Tableau 4-5 : Récapitulatif de l'essai de sédimentation/consolidation avec des boues	131
Tableau 4-6 : Étapes de consolidation pour les boues.....	132
Tableau 5-1 : Contraintes totales initiales dans les boues BHD selon la position des capteurs	142
Tableau 5-2 : Densités des boues dans la colonne (états initiaux et finals)	146
Tableau 5-3 : Résultats échantillonnage boues	149
Tableau 5-4 : Comparaison des densités mesurées par rayons gamma et par échantillonnage des boues	150
Tableau 5-5 : valeurs de coefficients de consolidation obtenus	157
Tableau 5-6 : Valeurs caractéristiques du coefficient de consolidation c_v (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)	158

Tableau 5-7 : valeurs du coefficient de compressibilité à $t = 27,9$ jours	160
Tableau 5-8 : $k=f(z)$ pour différents temps de mesure	161
Tableau 5-9 : Indice de compression $C_c=f(z)$	162
Tableau 5-10 : Comparaison des indices de compression C_c mesurés et estimés par la formule empirique de McCarthy (2002)	163
Tableau 5-11 : Valeurs caractéristiques de l'indice de compression C_c (Tiré de Holtz et Kovacs, 1981).....	164

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Schéma du processus de formation du DMA (Tiré de Aubertin <i>et al.</i> , 2002).....	5
Figure 2-2 : Bassin de stockage de boues haute densité (BHD).....	6
Figure 2-3 : Composantes générales du traitement des eaux acides (Tiré de Aubertin <i>et al.</i> , 2002)	9
Figure 2-4 : Bassin de sédimentation avec chaulage (Tiré de Aubertin <i>et al.</i> , 2002).....	10
Figure 2-5 : Traitement conventionnel du DMA (Tiré de Aubertin <i>et al.</i> , 2002)	11
Figure 2-6 : Procédé avec boues à haute densité (Tiré de Aubertin <i>et al.</i> , 2002)	12
Figure 2-7 : Variante du procédé avec boues à haute densité (adapté de Kuit, 1980).....	13
Figure 2-8 : Procédé de traitement des eaux TETRA utilisé à la mine Doyon, au Québec (Tiré de Brown <i>et al.</i> , 2002).....	14
Figure 2-9 : Procédé GECO (Tiré de Aubé, 2004)	15
Figure 2-10: Arbre historique synthétique des approches théoriques de la sédimentation et de la consolidation (Tiré de Alexis <i>et al.</i> , 1993).....	17
Figure 2-11 : Analogie du ressort dans un fluide visqueux appliquée au phénomène de la consolidation (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)	25
Figure 2-12 : Analogie du ressort pour la consolidation, modèle d'une couche unique (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)	27
Figure 2-13 : Analogie du ressort, modèle de couches multiples (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	28
Figure 2-14 : Couche de sol subissant une compression (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	30
Figure 2-15 : Évaluation de i_{z+dz} par utilisation de la pente de la courbe	31
Figure 2-16 : Courbe de compression obtenue en laboratoire (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	33
Figure 2-17 : Consolidation en fonction du sol d'une couche de sol drainée de chaque côté (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)	39

Figure 2-18 : Définition du pourcentage de consolidation moyen (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	41
Figure 2-19 : Courbes de U_{moy} en fonction de T (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981).....	42
Figure 2-20 : Relation schématisée entre β et e (Tiré de Azevado <i>et al.</i> , 1994).....	47
Figure 2-21 : Indice des vides - Consolidation en grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998).....	51
Figure 2-22 : Pression interstitielle en excès - Consolidation en grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998).....	52
Figure 2-23 : Comparaison Terzaghi - Grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998).....	53
Figure 2-24 : Principe de la mesure de densité au densimètre radioactif (Tiré de Andrews, 1967).....	56
Figure 3-1 : Montage expérimental.....	59
Figure 3-2 : À la base de la colonne d'essai : tiges de support et valve de vidange couplée à un tuyau d'évacuation des boues.....	60
Figure 3-3 : Détail de la plaque à la base de la colonne du système d'essai. Joint torique, trou de vidange et buses (x 8) pour l'expulsion de l'air comprimé dans la colonne.....	61
Figure 3-4 : Colonne de calibration placée à la base du système d'essai.....	61
Figure 3-5 : Support du système de mesure avec le moteur et base du système d'essai.....	62
Figure 3-6 : Moteur et réducteur placés au bas de la colonne.....	63
Figure 3-7 : Plaque de support supérieure des tiges filetées et filins posés pour stabiliser la colonne.....	64
Figure 3-8 : Support mobile et accouplements de mesure de la pression d'eau.....	64
Figure 3-9 : Système de lubrification incorporé en haut des tiges filetées.....	65
Figure 3-10 : Rubans à mesurer la hauteur du plateau mobile.....	66
Figure 3-11 : Composantes du tube de mesure de pression d'eau (en laiton).....	67
Figure 3-12 : Capteur de pression.....	69
Figure 3-13 : Exemple de courbes de calibration des capteurs de pression.....	71
Figure 3-14 : Exemple de prise de vue d'une mesure de l'interface de sédimentation.....	73

Figure 3-15 : Mesure de l'interface de sédimentation par caméra numérique	73
Figure 3-16 : Angle maximal de prise de vue	74
Figure 3-17 : Mauvais positionnement de l'axe de l'objectif de la caméra, angle > 10°	74
Figure 3-18 : Analyse d'un cliché pris avec un angle > 10°	75
Figure 3-19 : Valeurs prévues et prédites de la densité sur des argiles lors des essais de consolidation (Tiré de Been & Sills, 1981)	76
Figure 3-20 : Résultats d'essai de sédimentation et consolidation des boues rouges (Tiré de De Campos <i>et al.</i> , 1993)	77
Figure 3-21 : Spectre d'énergie d'une source de ^{153}Sm (Tiré de PEDRONI, L., 2003)	79
Figure 3-22 : Mesures effectuées pour la détermination de l'activité de la source de Samarium	83
Figure 3-23 : Poudre d'oxyde de Samarium dans un contenant en plastique, support en bois et réceptacle en plomb	86
Figure 3-24 : Base de la colonne et réceptacle en plomb de la source d'oxyde de Samarium posée sur un support en bois	86
Figure 3-25 : Distance parcourue par les rayons gamma à travers la colonne	87
Figure 3-26 : Description d'un photomultiplicateur (Tiré de Rapin, 2002)	88
Figure 3-27 : Base de la colonne et récepteur posé sur un support en bois	88
Figure 3-28 : Vue d'ensemble du montage	89
Figure 3-29 : Mesures de densité sur les boues BHD de la mine Doyon - Test et validation du 4 juin 2002	92
Figure 3-30 : Mesures de densité sur la bentonite - Test et validation	93
Figure 3-31 : Montage préliminaire de la colonne d'essai en juillet 2002	96
Figure 3-32 : Montage préliminaire (juillet 2002)	96
Figure 3-33 : Montage préliminaire - Gros plan sur la colonne (juillet 2002)	97
Figure 3-34 : Montage préliminaire - Émetteur (à gauche) et récepteur (à droite) – (juillet 2002)	97
Figure 3-35 : Montage préliminaire - La colonne d'essai (juillet 2002)	98

Figure 3-36 : Alimentation haute tension, amplificateur et analyseur multicanal (de haut en bas).....	99
Figure 3-37 : Zone de transition supérieure	101
Figure 3-38 : N_d corr vs position du capteur	102
Figure 3-39 : Schématisation de la diffusion irrégulière des rayons émis proche de la zone de transition eau-air	103
Figure 3-40 : N_d corr vs Hauteur - Détail des zones de transition.....	104
Figure 3-41 : Analyse statistique	105
Figure 3-42 : Analyse statistique - influence des zones de transition.....	106
Figure 3-43 : Distribution normale des valeurs observées comparées à une distribution normale	107
Figure 3-44 : Variation du voltage avec la position du capteur.....	108
Figure 3-45 : Mesure expérimentale du coefficient d'absorption massique vs densité pour des boues BHD	111
Figure 3-46 : Valeur calculée du coefficient d'absorption massique k_a en fonction de la densité humide pour des boues BHD humides.....	114
Figure 3-47 : Calcul itératif de k_a pour boues BHD.....	116
Figure 3-48 : Charge ponctuelle ajoutée lors de la phase de consolidation hydrodynamique	117
Figure 4-1 : Granulométrie du Kaolin fournie par le manufacturier	122
Figure 4-2 : Diagramme pe-pH pour des minéraux ferreux sélectionnés à 25°C, en supposant des activités de 10^{-4} pour le fer dissous, 10^{-4} pour le potassium dissous, et 10^{-2} pour le soufre dissous, en supposant $P_{CO_2} = 10^{-2}$ (à partir des travaux de Nordstrom <i>et al.</i> , 1986)	125
Figure 4-3 : Granulométrie des boues BHD (obtenue au laboratoire de l'URSTM)	127
Figure 4-4 : Montage expérimental en juin 2002 (avant les modifications effectuées pour obtenir le montage final)	128
Figure 4-5 : Mesure de la hauteur d'interface eau/boues en fonction du temps	132
Figure 4-6 : Pressions interstitielles en fonction du temps pour les capteurs 0 à 6.	133
Figure 4-7 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 0$ kPa).....	134
Figure 4-8 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 5,16$ kPa).....	135

Figure 4-9 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 10,3$ kPa).....	135
Figure 4-10 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 20,6$ kPa)...	136
Figure 4-11 : Variation de la densité dans la colonne (états initial et final)	137
Figure 4-12 : Variation de la densité dans le temps pour chaque hauteur de mesure.....	138
Figure 5-1 : Contrainte effective et pression interstitielle vs temps pour capteur 3 (34 cm).....	143
Figure 5-2 : Essai de consolidation et de sédimentation avec des boues. Variation de la densité dans la colonne (12/10/03 au 16/10/03).....	145
Figure 5-3 : Densité vs hauteur à la fin de l'essai avant échantillonnage des boues	147
Figure 5-4 : Récupération des boues de la colonne lors du démontage	148
Figure 5-5 : Comparaison entre les valeurs de densité mesurées/calculées lors de l'échantillonnage (Mesure échantillon : séchage / Mesure colonne : rayons gamma).....	151
Figure 5-6 : Polynôme $u(z)$ pour $t = 24,1$ jours d'essai (20,6 kPa)	155
Figure 5-7 : Polynôme $u(z)$ pour $t = 26,2$ jours d'essai (20,6 kPa)	156
Figure 5-8 : $c_v = f(e)$ pour plusieurs couches de boues situées à des hauteurs z de 4 à 64 cm	157
Figure 5-9 : Indice des vides en fonction du temps ($z = 4$). La droite indique la régression linéaire utilisée pour définir a_v	159
Figure 5-10 : $e=f(\sigma')$, $z = 4$ cm	160

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : (sur Cdrom)	180
A0	Procédure d'essai ;
A1	Plan de la colonne et de son support utilisés pour les essais de laboratoire ;
A2	Caractéristiques du moteur utilisé sur le système de mesure ;
A3	Bouchon poreux en céramique ;
A4	Capteur de pression PX243 de Omega ;
A5	Carte de conversion analogique numérique CIO-DAS08 & Logiciel Labtech Notebook ;
A6	Courbes de calibration des capteurs de pression PX243 Omega ;
A7	Caméra numérique Logitech Clicksmart 510 ;
A8	Laboratoire SLOWPOKE ;
A9	Permis de manipulation des sources radioactives ;
A10	Caractéristiques des boues BHD de la mine Doyon ;
A11	Densité relative des grains des boues BHD de la mine Doyon ;
A12	Préparation des boues pour la validation de la mesure de la densité avec rayons gamma ;
A13	Préparation de la bentonite pour la validation de la mesure de la densité avec rayons gamma ;
A14	Mesures de densité par rayons gamma du 4 juin 2002 ;
A15	Coefficients d'absorption massique k_a ;
A16	Mesure de densité par rayons gamma et validation, 16 juillet 2002 ;
A17	Analyses statistiques des mesures de densité par rayons gamma, 16 juillet 2002 ;
A18	Évaluation de l'influence des zones de transition des mesures de densité par rayons gamma, 16 juillet 2002 ;
A19	Piston de surcharge du montage expérimental ;
A20	Calcul des charges ponctuelles ;
A21	Caractéristiques physico chimiques du Kaolin ;

- A22 Analyse DRX des boues de type BHD ;
- A23 Analyse du surnageant par Visual Minteq v.2.14 ;
- A24 Courbes granulométriques des boues ;
- A25 Densité relative des grains des boues de type BHD de la mine Doyon ;
- A26 Résultats de l'essai débuté le 29 mai 2003 ;
- A27 Essai de sédimentation et de consolidation avec des boues du 7 octobre au 27 novembre 2003 ;
- A28 Programme calculercv.m ;
- A29 Interpolations polynomiales obtenues pour $u(t)$;
- A30 Relation entre l'indice des vides et la contrainte effective pour la détermination de l'indice de compression C_c .

LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES

g	Accélération gravitationnelle [LT^{-2}]
A	Activité [Bq]
A	Aire des extrémités de l'échantillon cylindrique [L^2]
<i>BHD</i>	Boues haute densité
h	Charge piézométrique ou hydraulique [L]
k_z	Conductivité hydraulique absolue
θ	Coefficient d'abondance isotopique
k_a	Coefficient d'absorption massique [L^2M^{-1}]
a_v	Coefficient de compressibilité [$M^{-1}LT^2$]
c_v	Coefficient de consolidation [L^2T^{-1}]
k	Conductivité hydraulique [LT^{-1}]
Z	Coefficient de profondeur
k_{sat}	Conductivité hydraulique à saturation [L/T]
k_{moy}	Conductivité hydraulique moyenne [L/T]
λ	Constante de désintégration
σ	Contrainte [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ'	Contrainte effective [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_T	Contrainte totale [$ML^{-1}T^{-2}$]
ξ	Coordonnées eulériennes
α	Coordonnées lagrangiennes
Q	Débit [L^3T^{-1}]
ε	Déformation
S_r	Degré de saturation
$t_{1/2}$	Demie-vie [T]
ρ	Densité [ML^{-3}]
ρ_w	Densité de l'eau [ML^{-3}]
ρ_s	Densité de la sphère [ML^{-3}]
P	Densité de pulpe [%]
G_s	Densité des grains

ρ_l	Densité du liquide [ML ⁻³]
ρ_{sat}	Densité humide saturée [ML ⁻³]
ρ_r	Densité relative [ML ⁻³]
D_r	Densité relative des grains
ρ_w	Densités massiques du liquide
ρ_s	Densités massiques du solide [ML ⁻³]
d	Diamètre [L]
D	Diamètre de la sphère [L]
D_{10}	Diamètre des grains correspondant à 10% passant de la courbe granulométrique [L]
D_{60}	Diamètre des grains correspondant à 60% passant de la courbe granulométrique [L]
D	Diamètre des grains de sol [L]
$\delta z, \delta y, \delta x$	Distance [L]
z	Distance dans la direction de l'écoulement ou profondeur du sol [L]
x	Distance horizontale [L]
DMA	Drainage minier acide
d	Épaisseur de l'échantillon traversé [L]
T	Facteur de temps
Φ	Flux de neutrons du réacteur [M ⁻² T ⁻¹]
F	Force de Stokes [MLT ⁻¹]
P	Force verticale appliquée en compression sur le matériau [MLT ⁻¹]
i	Gradient de la pression hydraulique à un point et un temps donnés
I	Gradient hydraulique
h_w	Hauteur d'eau claire [L]
h_s	Hauteur de boues au dessus de l'échantillon [L]
C_c	Indice de compression
C_α	Indice de compression secondaire
$C_{\alpha\varepsilon}$	Indice de compression secondaire modifié
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial

δt	Intervalle de temps [T]
L	Longueur [L]
L	Longueur de l'échantillon cylindrique [L]
H_{dr}	Longueur du chemin de drainage [L]
M_w	Masse de l'eau [M]
M_s	Masse des grains solides [M]
M_t	Masse totale [M]
ρ_w	Masse volumique de l'eau (998 kg/m ³ à 20°C) [ML ⁻³]
ρ_s	Masse volumique des particules solides [ML ⁻³]
E	Module d'Young du matériau [ML ⁻¹ T ⁻²]
N	Nombre d'atomes
M	Nombre d'atomes de Samarium
N_d	Nombre de rayons détectés
N_{corr}	Nombre de rayons détectés corrigé
N_d	Nombre de rayons détectés mesuré
N_0	Nombre de rayons émis
γ	Poids volumique d'un sol [ML ⁻¹ T ⁻²]
γ_w	Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.7896$ kN/m ³ à 20°C) [ML ⁻¹ T ⁻²]
γ_d	Poids volumique sec d'un sol [ML ⁻¹ T ⁻²]
n	Porosité
U_{moy}	Pourcentage de consolidation moyen
p_{atm}	Pression atmosphérique [ML ⁻¹ T ⁻²]
u_a	Pression de l'air dans les pores [ML ⁻¹ T ⁻²]
u_w	Pression de l'eau dans les pores [ML ⁻¹ T ⁻²]
u	Pression interstitielle [ML ⁻¹ T ⁻²]
σ	Pression totale [ML ⁻¹ T ⁻²]
u	Pression utilisée dans l'équation de Bernoulli [ML ⁻¹ T ⁻²]
U_z	Rapport de consolidation
U_z	Rapport de consolidation
r	Rayon de la sphère [L]
R_z	Rythme de déposition des solides

$s(t)$	Tassement de consolidation au temps t [L]
s_c	Tassement de consolidation hydrodynamique [L]
s_i	Tassement immédiat [L]
s_s	Tassement secondaire [L]
t	Temps [T]
t	Temps d'exposition [T]
Δt	Temps écoulé [T]
w	Teneur en eau massique [MM ⁻¹]
θ	Teneur en eau volumique [L ³ L ⁻³]
$\Delta z, \Delta y, \Delta x$	Variation de distance dans les directions x, y et z [L]
Δe	Variation de l'indice des vides
$\Delta \sigma'$	Variation de la contrainte effective
$\Delta \sigma'_v$	Variation de la contrainte effective verticale
$\Delta \sigma$	Variation de la contrainte totale
Δu	Variation de la pression
ΔL	Déplacement
η	Viscosité du fluide
v	Vitesse relative de la sphère, par rapport au fluide [LT ⁻¹]
V_w	Volume d'eau dans les pores d'un échantillon de sol [L ³]
V_s	Volume de solide d'un échantillon de sol [L ³]
V_v	Volume des vides d'un échantillon de sol [L ³]
V_t	Volume total d'un échantillon de sol [L ³]

Chapitre 1 INTRODUCTION

1.1. Généralités

L'exploitation minière comporte deux phases principales : l'extraction de la roche et la récupération du minerai à valeur commerciale. Ces activités génèrent une quantité importante de rejets (solides, liquides et gazeux) potentiellement nuisibles pour l'environnement. On retrouve les principaux rejets solides sous deux formes : les rejets de concentrateur (sous forme de pulpes entreposées à la surface, dans des parcs à résidus, ou parfois retournées sous terre dans les excavations sous forme de remblai) et les roches stériles (généralement empilées en haldes à stériles). Lorsque les rejets solides exposés aux intempéries contiennent des sulfures, et que les minéraux sulfureux s'oxydent, il y a un risque de génération de drainage minier acide (DMA). Le DMA fait partie des problèmes environnementaux les plus importants pour l'industrie minière. Ces eaux acides contiennent souvent de fortes quantités de sulfates et de métaux en solution. Étant donné les risques environnementaux pour les écosystèmes, il existe différentes normes définissant les concentrations maximales en métaux (et autres éléments solubles) pouvant être rejetées dans l'environnement. Pour respecter ces normes et ainsi limiter l'impact négatif de l'industrie, il existe plusieurs modes de traitement reconnus. La neutralisation chimique est généralement la plus utilisée par les mines en activité, pour faire face à des problèmes de DMA.

1.2. Les boues de traitement des eaux acides minières

Il existe différentes méthodes de neutralisation chimique du DMA. La plus utilisée est le traitement à la chaux, efficace et relativement peu coûteuse. Ces traitements génèrent, d'une part, un effluent propre et, d'autre part, des boues de densité variable selon le procédé utilisé. Ces boues doivent ensuite être stockées dans des bassins, souvent pour de longues périodes de temps. Le volume de ces boues dépend principalement de leur densité initiale et de leur propriété de consolidation. C'est pourquoi on a développé au fil des ans des techniques afin de produire des boues dites à haute densité (BHD).

La gestion optimale de ces boues nécessite une bonne compréhension de leur comportement hydro-mécanique durant les étapes de suspension, sédimentation/clarification et consolidation. Toutefois, on connaît actuellement très peu de chose relativement à ce comportement.

1.3. Le projet de recherche

Ce projet de maîtrise a pour objectif de développer une approche expérimentale permettant de caractériser le comportement des boues, afin d'optimiser leur gestion. Les techniques visées permettraient, par la suite, d'améliorer les caractéristiques des boues afin d'en diminuer le volume (et donc la dimension des parcs de stockage) et d'augmenter leur stabilité chimique et physique.

À partir d'une technique de laboratoire basée sur des essais en colonnes instrumentées, on s'intéresse à définir les relations entre l'évolution de la porosité et de la densité, la pression interstitielle, la conductivité hydraulique, les contraintes effectives et les propriétés mécaniques. L'analyse des résultats obtenus, en termes d'évolution spatiale et temporelle des caractéristiques des boues, devrait permettre de développer des modèles pour la prédiction du comportement dans le temps.

La démarche suivie dans le mémoire est la suivante. Après l'introduction, on présente dans le chapitre 2 une revue bibliographique portant sur le drainage minier acide et sur les différentes techniques de traitement. On y présente aussi les théories de la sédimentation et de la consolidation, ainsi qu'une brève introduction à la physique nucléaire utilisée pour la mesure de densité. Le chapitre 3 présente une description du montage de laboratoire ainsi que des trois types de mesures réalisées, à savoir : la mesure de la pression, la mesure de la position de l'interface et la mesure de la densité. Cette dernière mesure comporte également une large démonstration des tests et validation réalisés pour l'application de cette technique au montage. Les principaux résultats de laboratoire sont présentés dans le chapitre 4. Ces résultats sont ensuite analysés et discutés dans le chapitre 5, avec une emphase sur la

détermination de la conductivité hydraulique des boues et sur la prédiction du tassement. Ce mémoire se termine, au chapitre 6, par une conclusion et des recommandations.

Chapitre 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre porte sur le drainage minier acide (DMA) et le traitement de ces eaux. Nous débuterons par une synthèse sur la génération du DMA et ses origines. Nous mettrons alors l'emphase sur le traitement, ce qui nous emmènera à parler de la génération des boues de traitement. Nous présenterons ensuite les principes de sédimentation et de consolidation qui jouent un rôle central dans la génération et gestion de ces boues. Enfin, nous ferons un survol rapide des différentes techniques de mesure pour la caractérisation des sols et autres matériaux particuliers utilisant des principes de physique nucléaire.

2.1. Les boues de traitement des eaux acides minières

Dans cette section, nous allons nous intéresser à la formation, à la neutralisation, au traitement et à la gestion des boues issues du drainage minier acide. La majeure partie des informations présentées ici est tirée de l'ouvrage d'Aubertin *et al.* (2002), ainsi que des notes personnelles de Bernard Aubé, ing. (<http://www.enviraube.com>). On peut également se reporter à l'importante littérature sur le sujet (e.g. Anon, 1987, 1988 ; MacDonald *et al.*, 1989 ; Ritcey, 1989 ; SRK, 1991 ; Kuyucak, 1994 ; Senes, 1994, 1999 ; Skousen et Ziemkiewicz, 1995 ; MEND, 1996 ; Morin et Hutt, 1997).

2.1.1. Définition du drainage minier acide

Le drainage minier acide, communément appelé DMA, est le résultat de la circulation des eaux tant de surface que souterraines à travers les composantes d'un site minier (rejets du concentrateur, haldes de roches stériles, galeries de mine, etc.). Le DMA est caractérisé par une acidité élevée ($\text{pH} < 5$), des concentrations en métaux lourds et en sulfates solubles élevées et l'absence relative de matière organique. Les exploitations minières souterraines ou à ciel ouvert visant à l'extraction de métaux de base (Cu, Pb, Zn, Fe, etc.), de métaux précieux (Au, Ag, Pt), d'uranium ou de charbon sont susceptibles de générer du DMA par l'exposition de grandes quantités de matériaux rocheux sulfureux générées durant l'opération. Sur la figure 2-1 on présente de façon

schématisée diverses composantes du cycle de production de DMA pour une halde de roches stériles. La mise en solution des métaux lourds et autres substances toxiques présents dans ces matériaux présente un grave danger pour l'environnement d'où une préoccupation grandissante, depuis une vingtaine d'année, pour ce problème (à l'échelle tant nationale qu'internationale). Afin d'éviter la contamination des eaux de surface par le DMA, lorsqu'il n'est pas possible d'éliminer le problème à la source (O_2 , H_2O , sulfure), il existe un certain nombre de techniques de traitement.

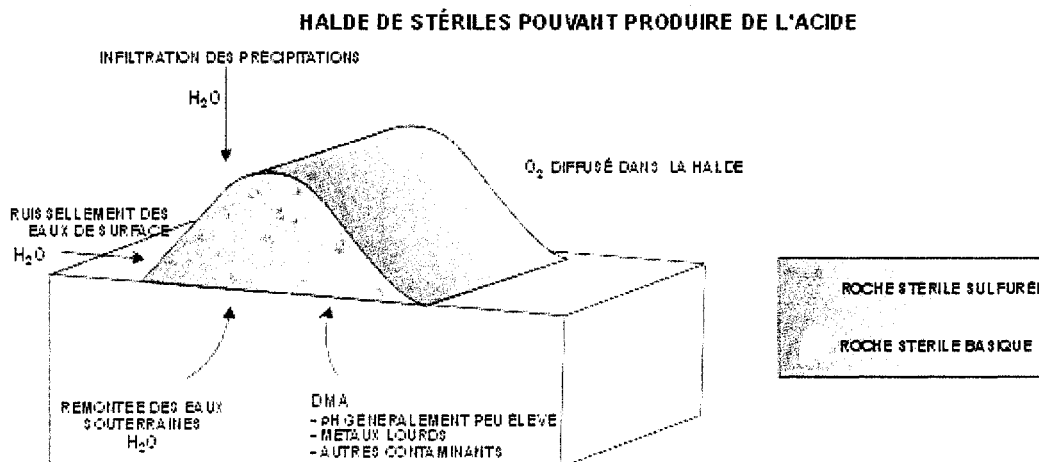


Figure 2-1 : Schéma du processus de formation du DMA (Tiré de Aubertin *et al.*, 2002)

2.1.2. Traitement du drainage minier acide

On utilise différentes méthodes de traitement reconnues pour neutraliser le DMA qui permettent de déverser dans l'environnement un effluent non toxique et respectant des normes de plus en plus sévères. On compte parmi ces techniques : la neutralisation chimique, le traitement biologique (parfois appelé traitement passif), l'osmose inversée, la distillation, l'extraction par solvant et l'extraction par électrolyse. La neutralisation chimique est très largement utilisée pour les problèmes de DMA d'envergure. En effet, la neutralisation à la chaux, parce qu'elle est efficace, fiable et peu coûteuse représente actuellement le standard de l'industrie. Des techniques de récupération des métaux existent également mais leur coût est encore trop élevé ; on

peut cependant mentionner le cas de la mine Caribou, N-E, où la technologie de BioteQ (www.bioteq.ca) est utilisée pour récupérer les métaux. La neutralisation chimique permet la création d'un effluent répondant aux normes environnementales, ainsi que d'un rejet sous forme de boues contenant les métaux lourds et autres éléments potentiellement toxiques (comme l'exemple montré à la figure 2-2). Il existe plusieurs méthodes de neutralisation chimiques que l'on peut différencier par la quantité et la nature des boues produites. Concernant plus particulièrement ces boues, la densité de pulpe du mélange, très variable d'une technique à une autre, aura une influence directe sur le volume d'entreposage. Étant donné les très importantes quantités d'eau nécessaires à l'exploitation d'une mine et le DMA qui peut potentiellement en découler, on est susceptible de produire énormément de boues qu'il faudra stocker tout au long de la vie de l'exploitation et même au-delà, après sa fermeture. On fera donc la distinction entre les procédés dits à « basse densité » (avec $1\% < P < 3\%$, où P est la densité de pulpe) et à « haute densité » (avec $10\% < P < 30\%$).



Figure 2-2 : Bassin de stockage de boues haute densité (BHD)

Les boues provenant des activités d'extraction et de traitement du minéral sont considérées comme des rejets miniers au sens de la *Loi sur les mines* (M-13.1, a.1). En conséquence, on peut les entreposer dans un parc à résidus miniers ; en l'absence d'un tel parc, on devra les disposer conformément aux exigences du Ministère de l'Environnement du Québec, MENV. Il est également possible d'envoyer les boues dans un lieu d'enfouissement sanitaire si on les déshydrate d'abord. On peut aussi les expédier en d'autres lieux autorisés par le MENV.

2.1.3. Neutralisation du drainage minier acide

Un traitement chimique typique à la chaux est composé de 5 étapes successives (Aubertin *et al.*, 2002 ; Aubé, 2003) :

- 1) préparation du « lait de chaux » ;
- 2) mise en contact avec le DMA et augmentation du pH ;
- 3) oxydation du fer ferreux (Fe^{2+}) en fer ferrique (Fe^{3+}) ;
- 4) formation et floculation des précipités ;
- 5) séparation des solides.

La neutralisation de l'eau (étapes 1 & 2) est effectuée à l'aide d'un agent alcalin (principalement chaux hydratée et chaux vive dans l'industrie minière). Une fois hydratée ($\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca(OH)}_2$), la chaux forme un lait que l'on purifiera par élimination des impuretés. Cette réaction a une grande importance sur la neutralisation du DMA et plusieurs paramètres sont déterminants : température, mode d'agitation, temps de mise en contact, pH de la solution (Aubé et Zinck, 1999).

Le lait de chaux est ensuite mélangé au DMA afin de permettre la précipitation des métaux (étapes 3, 4 et 5). On peut citer les principales réactions en jeu (Aubertin *et al.*, 2002) :





Me^{x+} représente ici les métaux autres que le fer, présents dans le DMA : Al, Cu, Pb, Zn, etc.

Selon les métaux en présence dans la solution, on ajustera le pH afin de neutraliser le DMA. Pour du fer ferrique et de l'aluminium, un pH de 7 conviendra parfaitement. Dans le cas d'autres métaux lourds tels que le cuivre, le plomb ou le zinc, on devrait atteindre des valeurs de pH au delà de 9.

L'oxydation du fer ferreux est régie par les équations suivantes (Aubertin *et al.*, 2002) :



Le pH peut diminuer dans le réacteur où se déroulent ces réactions d'oxydation. Cela est dû à l'air utilisé pour aérer le mélange et à son dioxyde de carbone qui se transforme en acide carbonique ou précipite avec le calcium de la chaux.

Lors de cette étape de neutralisation, on observe des concentrations de gypse jusqu'à 10 % dans les boues de traitement du DMA. Cela est dû à la réaction du sulfate SO_4^{2-} et du calcium Ca^{2+} . Cette réaction, quoique lente comparée à la précipitation des métaux, peut engendrer des problèmes pour le pompage de la solution et des dépôts dans les tuyauteries ou sur les instruments.

L'étape 4 concerne la précipitation et la floculation des précipités. En effet, afin d'accélérer la précipitation des particules d'hydroxydes de métaux (qui sont très petites), on ajoute souvent un flocculant dont la propriété est de regrouper ces minuscules particules en conglomerats appelés floccs. Le processus de floculation peut être décrit en trois étapes principales (Demers, 2002) :

- 1) Déstabilisation des particules fines par altération des charges de surface afin de réduire la répulsion entre les particules ;
- 2) Formation de floccs et accroissement des particules colloïdales ;
- 3) Régulation de la taille maximale des floccs par cassure des floccs.

La sédimentation en est ainsi grandement facilitée et l'efficacité de la séparation solide-liquide accrue par la formation des floccs. Les flocculants généralement utilisés sont des polymères à haute densité, peu ou modérément anioniques.

On arrive enfin à la dernière étape de la neutralisation du DMA, la séparation solide-liquide (étape 5). À ce niveau du traitement, il s'agit de séparer les floccs de l'eau qui pourrait devenir l'effluent final. Selon la méthode de traitement, on peut utiliser un bassin de sédimentation (au temps de rétention suffisamment long pour qu'il ne soit pas nécessaire d'utiliser un flocculant), un clarificateur traditionnel, ou encore un clarificateur à lamelles (en cas de manque d'espace). Comme on l'a précisé, le volume des boues engendré est un des éléments majeurs que l'on souhaite contrôler. Afin de générer des boues à haute densité, BHD (« High Density Sludge », HDS, en anglais), il est nécessaire de recirculer une certaine proportion du mélange dans le système de neutralisation.

Un traitement BHD permet généralement de récupérer au delà de 95 % des particules solides. L'effluent propre sera souvent dirigé vers un bassin de polissage afin de soustraire les particules restantes. Dans certain cas, on préférera une filtration au sable malgré des coûts supérieurs et des difficultés propres à cette technique.

On peut résumer ces différentes composantes du traitement du DMA par la figure 2-3.

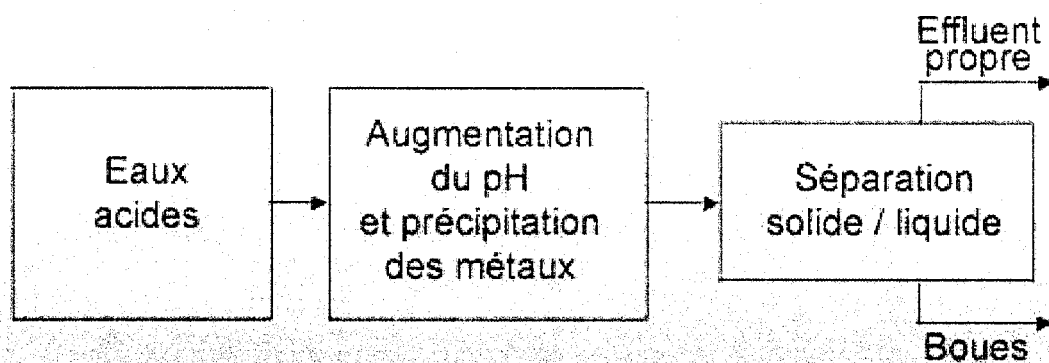


Figure 2-3 : Composantes générales du traitement des eaux acides (Tiré de Aubertin et al., 2002)

2.1.4. Procédés de neutralisation du drainage minier acide

Il existe plusieurs procédés destinés à neutraliser le DMA. Ils se distinguent par leur capacité de traitement, leur vitesse d'exécution, la qualité de l'effluent de sortie et la quantité de boues à stocker. Nous traiterons dans ce paragraphe des quatre procédés les plus usuels (Aubé, 2004).

i) Traitement en bassin de sédimentation :

Un bassin de sédimentation nécessite une très grande surface de traitement. On y déverse le DMA auquel on ajoute directement la chaux afin de permettre la précipitation des métaux (figure 2-4).

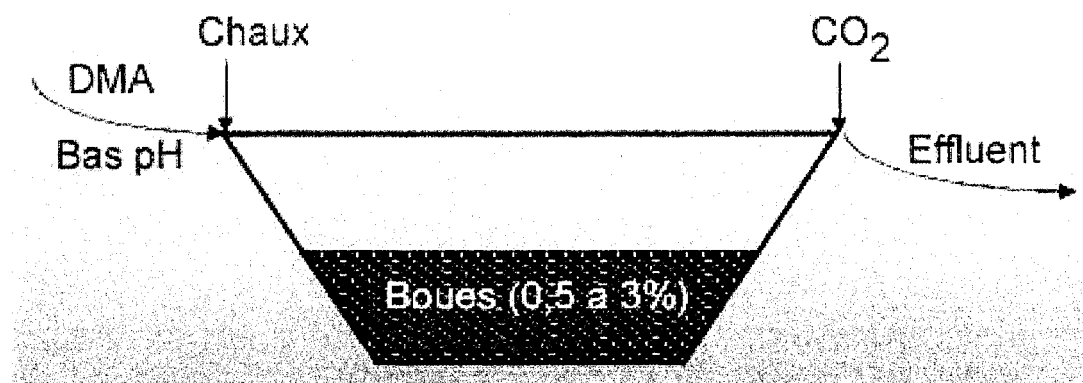


Figure 2-4 : Bassin de sédimentation avec chaulage (Tiré de Aubertin *et al.*, 2002)

Le principal atout de ce procédé est son faible coût. Parmi les inconvénients, on retrouve un temps de rétention élevé pour permettre une sédimentation complète, de faibles débits d'entrée et une surface utile importante. L'aération de ce genre de bassin peut également nuire à la sédimentation des particules, d'où une oxydation souvent partielle du fer (Fe^{+2}). Enfin, les boues produites sont de très faible densité, avec P comprise entre 1 et 3 %, ce qui impose un pompage régulier afin d'éviter la contamination de l'effluent propre par les matières en suspension. Le chaulage et le débit d'eau acide sont également difficiles à contrôler ce qui rend plus laborieux le maintien du pH dans le bassin à la valeur souhaitée.

On retrouve dans certaines opérations minières en activité, un procédé semblable mais utilisant la codéposition des boues et des rejets de concentrateur. Quoique peu étudiée d'un point de vue des mécanismes de neutralisation, cette méthode permet de combiner deux bassins d'entreposage en un, ce qui limite les coûts.

ii) Traitement conventionnel :

Le procédé de traitement conventionnel est à la base des procédés permettant la génération des boues haute densité, BHD. Le principe consiste à neutraliser le DMA dans un réacteur où l'aération permet également d'oxyder le fer ferreux, comme le montre la figure 2-5.

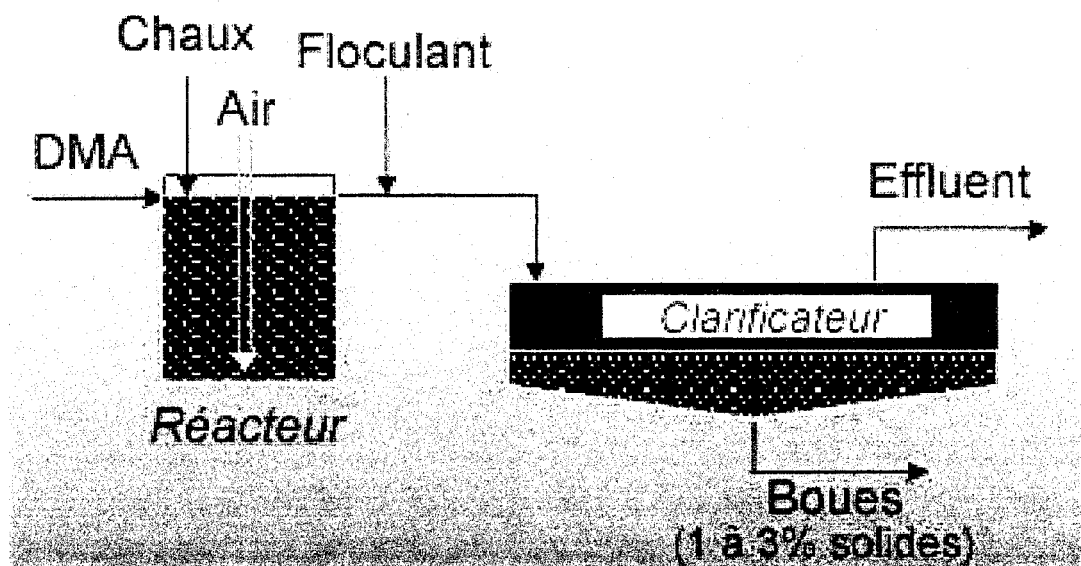


Figure 2-5 : Traitement conventionnel du DMA (Tiré de Aubertin *et al.*, 2002)

On peut générer des boues jusqu'à $P = 3\%$ de solides, qui ne contiennent pas d'hydroxydes ferreux. Quoique ce procédé soit plus performant qu'un bassin de sédimentation et moins coûteux si l'on considère la gestion des boues produites, il n'en demeure pas moins que le volume de boues demeure très élevé. C'est pourquoi on a développé des usines BHD.

iii) Procédé de boues à haute densité (BHD) :

Basé sur le principe du traitement conventionnel, le procédé BHD intègre une recirculation partielle des boues formées, et ceci à des points stratégiques du système. La densité de pulpe P des BHD varie de 10 à 40 % ce qui permet de minimiser grandement l'espace de stockage. Ses principaux concepteurs, Kostenbader et Haines (1970), ont développé cette technique dans les années 1960. La figure 2-6 montre un exemple d'usine BHD.

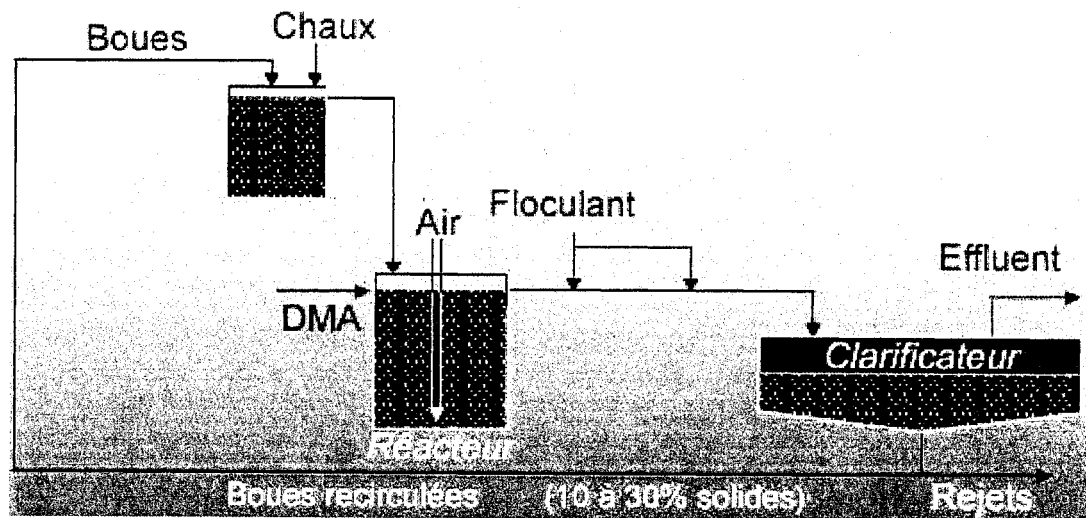


Figure 2-6 : Procédé avec boues à haute densité (Tiré de Aubertin *et al.*, 2002)

La recirculation consiste à prélever des boues dans le clarificateur. On y ajoutera ensuite un lait de chaux (dans un réacteur à part appelé « réacteur d'alcalinisation », durant au moins une minute). Puis elles seront mélangées au DMA dans le réacteur (temps de rétention d'environ 10 minutes, variable selon la présence de fer ferreux). Ce mélange boues/chaux permet de neutraliser l'acide après contact avec la chaux déposée sur la surface des boues recirculées dans le réacteur d'alcalinisation. Les particules solides générées par cette réaction sont plus grosses d'où des boues plus denses qui sédimentent plus rapidement par rapport au traitement conventionnel. La qualité du DMA influence beaucoup la densité de pulpe maximale pouvant être atteinte. Par exemple, les études de Kostenbader et Haines (1970) ont démontré

qu'un DMA riche en fer, dont la proportion entre le fer ferreux et le fer total variait de 30 à 90 %, permettait d'obtenir des boues BHD de 15 à 40 % de densité. On définit la quantité optimale de boues à recycler selon la densité de pulpe que l'on souhaite stocker et également en fonction de la taille du clarificateur disponible. Un rapport entre les solides recyclés et les solides produits entre 25:1 et 30:1 permet d'obtenir des boues d'une bonne densité tout en limitant la taille du clarificateur. Kostembader et Haines (1970) ont également montré que l'aération du DMA avant sa déposition dans le réacteur principal permettait de réduire de 25 % environ la quantité de chaux nécessaire. Ceci est dû à la réduction du gaz carbonique puisque la transformation du CO_2 en HCO_3^- est consommatrice de chaux.

Plusieurs modifications ont été apportées au procédé par la suite (e.g. Aubé, 2004). La filtration sous pression est une technique complémentaire qui permet d'obtenir des densités, P , de l'ordre de 50 %. On peut également mentionner l'ajout d'un réacteur à mélange rapide afin de faciliter le contrôle du pH et un réacteur de floculation pour faciliter la sédimentation (Kuit, 1980), comme le montre la figure 2-7.

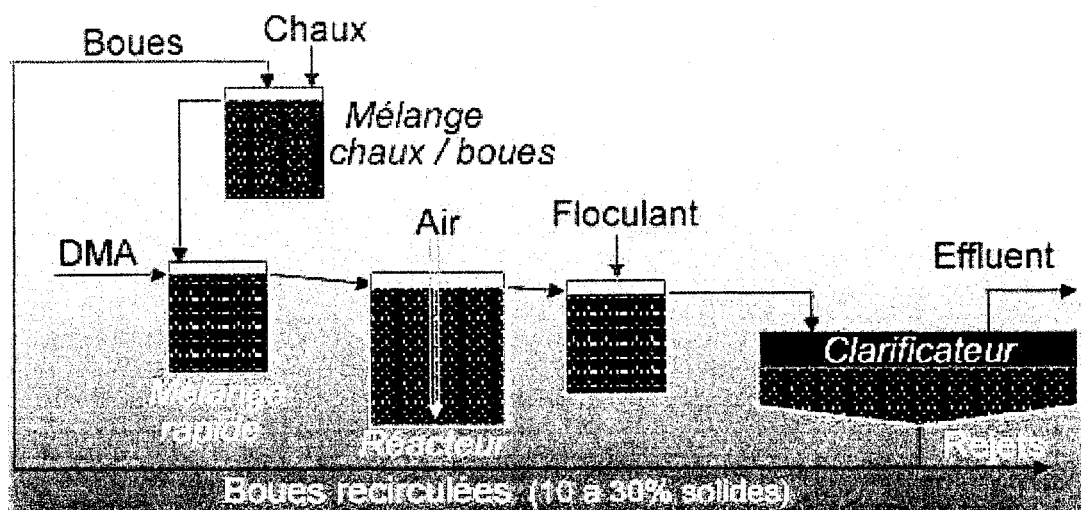


Figure 2-7 : Variante du procédé avec boues à haute densité (adapté de Kuit, 1980)

Au Québec, la mine Doyon a mis en place un système BHD en 1991 pour remplacer le chaulage conventionnel (figure 2-8). Il s'en est suivi une diminution du volume de

boues d'un facteur de 8. De plus, la consommation de chaux a été réduite de 40 % en moyenne par rapport au traitement conventionnel. La corporation minière Inmet utilise un système similaire dans son usine du Lac Dufault.

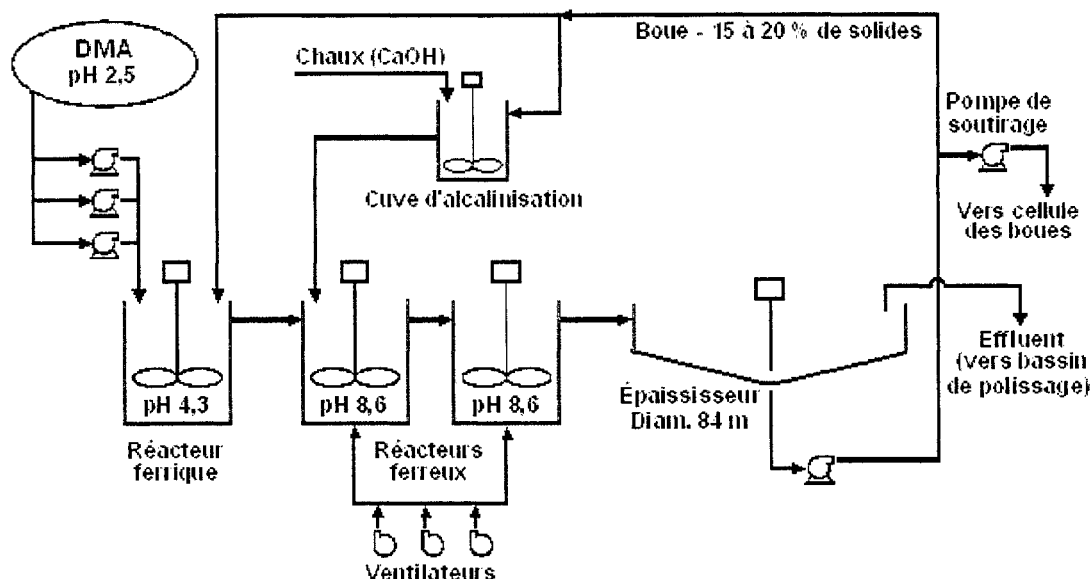


Figure 2-8 : Procédé de traitement des eaux TETRA utilisé à la mine Doyon, au Québec
(Tiré de Brown *et al.*, 2002)

iv) Le procédé GECO

La mine Geco, en Ontario, exploitée par la compagnie Noranda, utilise un procédé qui consiste à recycler les boues avec le DMA dans un premier réacteur pendant 30 minutes (Aubé et Payant, 1997 ; Aubé, 1999 et 2004). On élimine alors le réacteur d'alcalinisation (figure 2-9). Le rapport de recyclage dans ce premier réacteur varie entre 15:1 et 35:1 avec un pH entre 6,5 et 8,5.

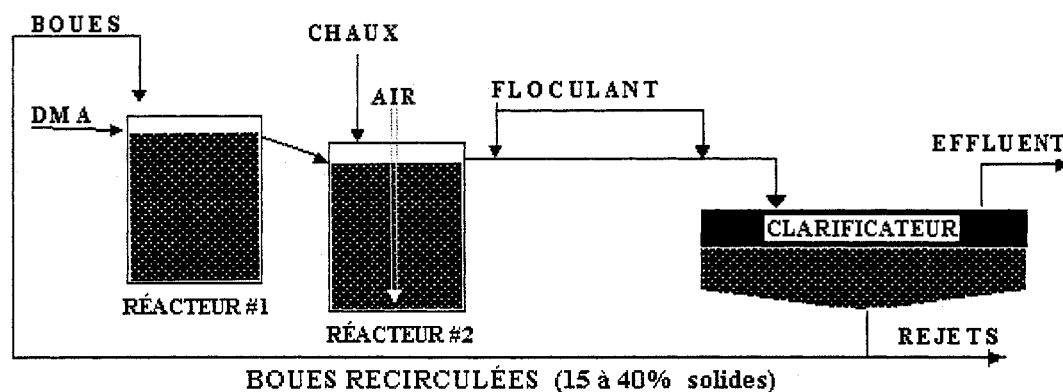


Figure 2-9 : Procédé GECO (Tiré de Aubé, 2004)

Le procédé serait plus efficace car l'alcalinité des boues est récupérée afin de favoriser la neutralisation du DMA. Les boues résultantes de ce traitement contiennent en effet moins de chaux inutilisée. Elles sont également moins visqueuses et chimiquement plus stables ce qui évite les problèmes de manipulation par pompage et les risques de remise en solution à long terme durant l'entreposage (Aubé, 2004).

2.1.5. Remarques complémentaires

Un autre type de boue produite par l'industrie minière sont celles générées par les alumineries lors de la dissolution de la bauxite dans une solution caustique. Les difficultés de stockage et les coûts induits imposent de minimiser la production de ces « boues rouges ». Dans ce cas, comparativement au traitement du DMA, les quantités de boues à gérer sont nettement plus élevées. Par ailleurs, plusieurs solutions sont utilisées pour réduire le volume de rejets : le pressage, le séchage et l'incinération, ou encore l'utilisation de bioréacteurs à membranes et certaines techniques électrochimiques lors du traitement. On peut également rendre les boues inertes par l'ajout d'un liant hydraulique comme le ciment. Sous certaines conditions, les boues peuvent aussi être valorisées (matériel de remplissage dans la construction de routes, matériau de base dans la production de ciment silicaté, milieu absorbant pour le traitement des eaux contaminées à l'arsenic, système de contrôle des eaux acides,

base pour produire un fertilisant silicaté pour les sols acides et les rizières, en Chine notamment, troisième producteur mondial d'aluminium).

Le volume de stockage de boues produites est un problème majeur en environnement minier et on observe donc un intérêt très fort de la part de l'industrie à trouver des solutions pour le réduire.

2.2. Théories de la sédimentation et de la consolidation

On a vu que l'industrie génère beaucoup de boues. Cependant, pour bien gérer le stockage de ces boues, il est nécessaire d'intégrer des notions de sédimentation et de consolidation, surtout développées pour des applications géotechniques sur des sols.

Les sols sont constitués de particules de toutes tailles qui se sont souvent déposées dans le fond des océans ou des lacs. À l'échelle géologique, durant des milliers d'années, ces formations ont évolué par différentes étapes de consolidation (évacuation de l'eau contenue dans le sols durant le tassement). Considérés comme deux phénomènes distincts jusqu'au début des années quatre vingt, la sédimentation et la consolidation ont fait l'objet de nombreuses recherches. D'un côté, les hydrauliciens ont développé des théories de sédimentation portant sur un matériau très fluide dans lequel les grains peuvent être considérés comme dispersés. De l'autre, les géotechniciens ont basé leurs études considérant que le sol est une structure poreuse à travers laquelle s'écoule l'eau. L'arbre historique synthétique des approches théoriques de la sédimentation et de la consolidation, développé par Alexis *et al.* (1993), permet d'observer l'évolution de ces deux écoles de pensée (figure 2-10).

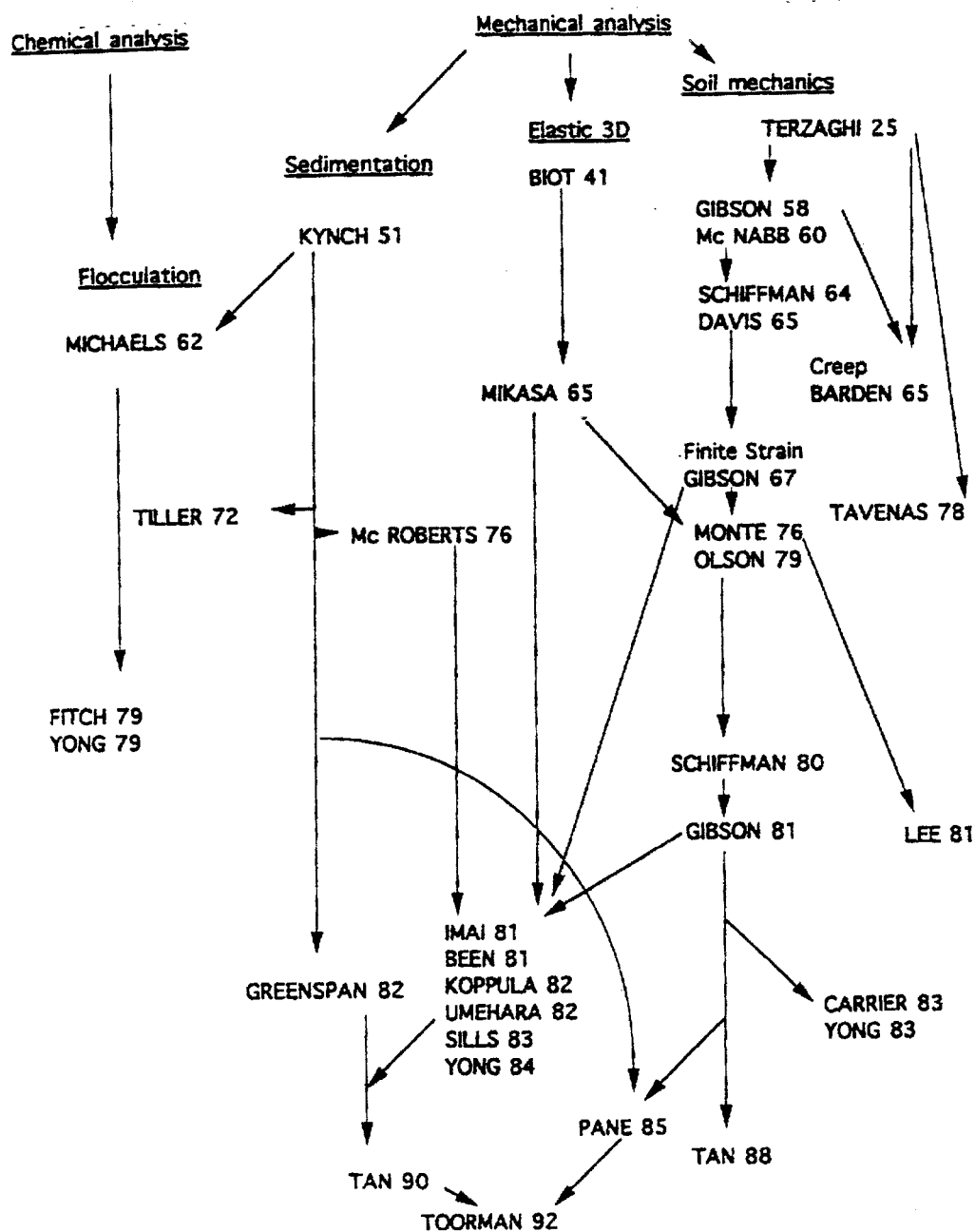


Figure 2-10: Arbre historique synthétique des approches théoriques de la sédimentation et de la consolidation (Tiré de Alexis et al., 1993)

Le rapprochement de ces approches présente une difficulté particulière étant donné la nécessité d'homogénéiser des systèmes de notation peu compatibles.

Nous présentons dans ce chapitre les théories les plus marquantes en ce qui a trait à la sédimentation et la consolidation. Nous verrons aussi comment appliquer ces connaissances à la formation des boues dont nous avons décrit l'origine au chapitre précédant.

2.2.1. La sédimentation

Les suspensions de petites particules au sein d'un fluide sont extrêmement fréquentes et sont d'une importance cruciale dans nombre de processus naturels, géologiques, ou industriels. La multiplicité des facteurs qui interviennent dans ce phénomène rend difficile sa compréhension.

On considère un volume de liquide, de densité connue, contenant des particules. La sédimentation est un processus conduisant à la séparation de particules en suspension de densité supérieure à celle du liquide, suite à leur accumulation graduelle.

Le phénomène s'apparente à la chute d'une bille dans un liquide qui a été décrite par Sir George Gabriel Stokes il y a plus d'un siècle (Graf et Altinakar, 1995).

Loi de Stokes

Les travaux de Stokes (1850) posent les fondements de l'étude de la sédimentation. Sa théorie établie une relation entre la vitesse finale de descente d'une sphère lisse et rigide dans un fluide visqueux, de densité et de viscosité connues, et le diamètre de la sphère soumise à un champ de force connue. Cette sphère subit trois forces principales dans le fluide (Graf et Altinakar, 1995) :

- la force de la gravitation ;
- la force de poussée ascendante d'Archimède ;
- la force de traînée visqueuse de Stokes, c'est-à-dire une force qui tend à freiner le mouvement.

La force de Stokes, F , peut être décrite par l'équation suivante pour une sphère :

$$F = 6 \cdot \pi \cdot \eta \cdot r \cdot v \quad (2-7)$$

avec :

- η , la viscosité du fluide ;
- r , le rayon de la sphère (L) ;
- v , la vitesse relative de la sphère, par rapport au fluide (L/T).

Lorsque la bille est en mouvement uniforme, c'est à dire lorsqu'elle a atteint une vitesse limite, elle est en équilibre. En utilisant le poids volumique déjaugé de la sphère, γ'_s , cette vitesse limite s'écrit :

$$v = \frac{2r^2(\rho_s - \rho_l)g}{9\eta} = \frac{D^2\gamma'_s}{9\eta} \quad (2-8)$$

avec :

- r et D , le rayon et le diamètre de la sphère (L) ;
- ρ_s et ρ_l , respectivement la densité de la sphère et du liquide (M/L3).

Applicabilité à la sédimentation des boues

Dans le cas de la chute de sédiments fins tel les hydroxydes dans l'eau, les vitesses sont particulièrement lentes et l'hypothèse du régime laminaire est donc acceptable. Cependant, l'hypothèse de sphéricité des particules n'est pas toujours valable, notamment s'il l'on prend en considération l'utilisation d'un floculant. De plus, les mouvements d'eau engendrés par le déplacement de la particule modifient les forces de frottement sur les particules voisines et rendent donc la théorie de Stokes difficilement applicable aux suspensions concentrées.

Le comportement d'un ensemble de particules solides en suspension dans un liquide est encore mal connu. De multiples facteurs géométriques, physico-chimiques et hydromécaniques rendent difficile l'étude des propriétés de ces suspensions.

Une particule dans un fluide est soumise non seulement à des forces dues à la pesanteur, mais aussi au champ électrique, au champ magnétique, à la traînée visqueuse et à la force de gravité universelle. L'action du fluide exerce des contraintes sur la surface de la particule qui se traduisent par une force et un couple. Cette action du fluide est à l'origine du mouvement brownien (agitation des molécules), mis en évidence par Robert Brown en 1827 (Blanc et Guyon, 1991). Pour des particules de taille supérieure à quelques microns, le mouvement brownien devient négligeable.

Les interactions entre particules doivent également être considérées. Il existe entre deux éléments de matière des forces liées au mouvement des électrons dans la matière, elles portent le nom de forces de Van der Waals. Lorsque les particules portent une charge électrique, c'est la nature du fluide qui contrôle pour l'essentiel les interactions entre elles.

Si l'on considère la chute de deux particules rapprochées, on constate qu'elles sédimentent sans modification de leur position relative. En revanche, leur vitesse commune peut être plus grande que celle d'une particule isolée, car chacune des sphères sédimente dans un fluide qui est entraîné vers le bas par la chute de l'autre. Dès que l'on ajoute une troisième particule, les positions relatives évoluent au cours de la chute. Plus largement, lorsque l'on analyse une suspension qui comprend un très grand nombre de particules identiques, la configuration géométrique de l'ensemble des particules évolue en permanence : chacune d'elles sédimente dans un fluide qui est perturbé par la chute de toutes les autres. Le calcul de la vitesse moyenne de sédimentation doit tenir compte de cette géométrie variable.

C'est le mathématicien Kynch (1952), de l'université de Birmingham en Angleterre, qui présenta la première théorie de sédimentation pour des concentrations de particules élevées.

Théorie de Kynch

Kynch (1952) s'intéresse aux suspensions de concentration élevée. Il arrive à la conclusion que l'écoulement peut être perturbé par la proximité des grains et fait l'hypothèse que la vitesse de chute des grains ne dépend que de leur concentration locale (Concha, 2002).

La formulation proposée est basée sur l'analyse d'une tranche élémentaire de suspension, d'épaisseur dx et de poids volumique sec connu, γ_d . Par unité de hauteur, le poids des grains contenus sur cette surface est donc, $\gamma_d \times dx$. Le flux pondéral des grains de vitesse absolue v_s , à travers cette même surface, durant un intervalle de temps dt , s'écrit : $v_s \cdot \gamma_d \cdot dt$.

L'accroissement de concentration pondérale dans la tranche est donc défini par :

$$\gamma_d(t+dt)dx = \gamma_d(t)dx - \gamma_d(x+dx)v_s \cdot (x+dx)dt + \gamma_d(x)v_s(x)dt \quad (2-9)$$

On en déduit l'équation de continuité de la masse :

$$\frac{\delta \gamma_d}{\delta t} + \frac{\delta(\gamma_d v_s)}{\delta x} = 0 \quad (2-10)$$

Si l'on reprend l'hypothèse de Kynch, qui définit la vitesse de chute des grains en fonction de leur concentration locale ($v_s = f(\gamma_d)$), on obtient :

$$\frac{\delta \gamma_d}{\delta t} + \frac{d(\gamma_d v_s)}{d\gamma_d} \frac{\delta \gamma_d}{\delta x} = 0 \quad (2-11)$$

Applicabilité à la sédimentation des boues

La résolution de l'équation de continuité décrite ci-dessus dépend des conditions limites. Si l'on utilise la loi de Stokes pour valider la théorie de Kynch, on devra écrire que $v_s(0) = v$, vitesse limite d'un grain isolé en sédimentation pure.

Les hypothèses de Kynch ne sont pas parfaitement adaptées aux suspensions floculantes telles que les floccs de boues activées, dont le comportement reste encore assez mal connu. Cependant, on les utilise très largement dans les calculs de sédimentation pour ce type de matériau.

Dans les mélanges à forte concentration de particules, les effets d'écoulement et d'interactions conduisent à la formation, dans la partie supérieure de la suspension, à une zone dans laquelle la concentration diminue très rapidement. On a alors apparition d'une interface qui sépare la suspension du liquide clair situé au-dessus. En effet, la vitesse de sédimentation diminue lorsque la concentration augmente. Une particule qui se retrouve dans une région où la concentration est plus faible verra donc sa vitesse augmenter, et elle rattrapera les autres.

D'autres instabilités peuvent se produire dans les suspensions contenant des mélanges de particules différentes (comme c'est le cas des boues de traitement, dont les particules floculées varient par leur taille et leur géométrie). Par exemple, un mélange de particules de densités variables ne se déposera pas de façon désordonnée mais, au contraire, de façon plus organisée que si on les considère individuellement. On pourra donc accélérer la sédimentation de particules lourdes en rajoutant des particules légères qui structurent l'écoulement en retour (Blanc et Guyon, 1991).

Pour des particules de forme allongée, le problème se complique considérablement. La sédimentation d'une particule non sphérique dépend de son orientation : un cylindre ne sédimente verticalement que si son axe est horizontal ou vertical. Dans toutes les autres orientations, la particule tombe en biais. Blanc et Guyon (1991) indiquent que le rapport longueur/diamètre joue un rôle essentiel dans la détermination de la vitesse de sédimentation.

Il reste donc encore beaucoup à découvrir dans ce domaine. Cependant, quels que soient les processus mis en jeu durant la déposition, les particules sédimentées forment une nouvelle structure qui va évoluer dans le temps. C'est ce que nous allons décrire à présent.

2.2.2. La consolidation

La déformation verticale d'un sol qui résulte d'une sollicitation mécanique est appelée tassement.

Le tassement total, s_t , peut se décomposer en trois composantes (Holtz & Kovacs, 1981) :

- le tassement immédiat, s_i ;
- le tassement de consolidation hydrodynamique, s_c , lié au temps et à la variation de pression interstitielle ;
- le tassement secondaire, lié au temps, s_s .

On peut alors écrire :

$$s_t = s_i + s_c + s_s \quad (2-12)$$

Le tassement immédiat, s_i , n'est pas nécessairement élastique mais il est souvent évalué par la théorie de l'élasticité. On utilise les équations identiques à la déformation d'une colonne sous une charge axiale P .

Le déplacement, ΔL , est défini par

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{P}{A} \times \frac{L}{\Delta L} \Rightarrow \Delta L = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad (2-13)$$

avec :

- E : module de Young du matériau (N/m^2) ;
- P : force verticale appliquée en compression sur le matériau (N) ;
- L : longueur de l'échantillon cylindrique (m) ;
- A : aire des extrémités de l'échantillon cylindrique (m^2) ;

Le tassement de consolidation, s_c , est fonction du temps. Il se produit dans les sols à grains fins dont la conductivité hydraulique est faible, lorsque la contrainte effective σ' change ($\sigma' = \sigma_T - u$, avec σ_T la contrainte totale et u la pression interstitielle). La vitesse du tassement de consolidation (appelée consolidation primaire ou hydrodynamique) est fonction de la conductivité hydraulique k et dépend du taux de dissipation de la pression d'eau interstitielle (Δu_w).

Le tassement secondaire, s_s , peut se produire à contrainte effective constante, sans variation des pressions interstitielles. Mais il peut également survenir durant le tassement de consolidation.

2.2.3. La compressibilité des sols

On considère souvent que les déformations d'une couche de sol compressible se produisent dans une seule dimension. Les facteurs qui interviennent lors de la compression d'un sol soumis à des sollicitations externes incluent :

- la déformation des grains de sol (si les charges sont trop faibles pour causer une compression des grains, on peut la négliger) ;
- la compression de l'air et de l'eau contenue dans les vides (on considèrera ici que les sols compressibles se situent sous la nappe phréatique et donc complètement saturés, $S_r = 100\%$) ;
- principalement, l'expulsion de l'eau contenue dans les vides.

On ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel.

Durant l'expulsion de l'eau contenue dans un sol, les grains sont réarrangés suivant une configuration plus dense et plus stable. Il en découle une diminution du volume, d'où un tassement, dont la vitesse dépendra de la conductivité hydraulique k du sol. L'ampleur du réarrangement dépend de la structure du sol.

Pour un sol de type granulaire comme un sable, en compression, l'expulsion de l'eau se fait facilement et rapidement ($s = s_i$).

Dans le cas de sol à grains fins (ici $s_i \ll s$), comme les argiles dont la conductivité hydraulique est faible, le tassement de consolidation est déterminé par la vitesse à laquelle l'eau sort des pores. Ce phénomène de consolidation hydrodynamique fait intervenir les effets de la contrainte et du temps sur la déformation. Le processus peut en effet s'étaler sur des mois, des années, voir des dizaines d'années. C'est une distinction fondamentale entre le tassement d'un sol granulaire et celui des sols cohérents à grains fins.

Pour illustrer le phénomène de la consolidation, la figure 2-11 montre l'analogie bien connue avec un ressort et un fluide visqueux (comme un piston).

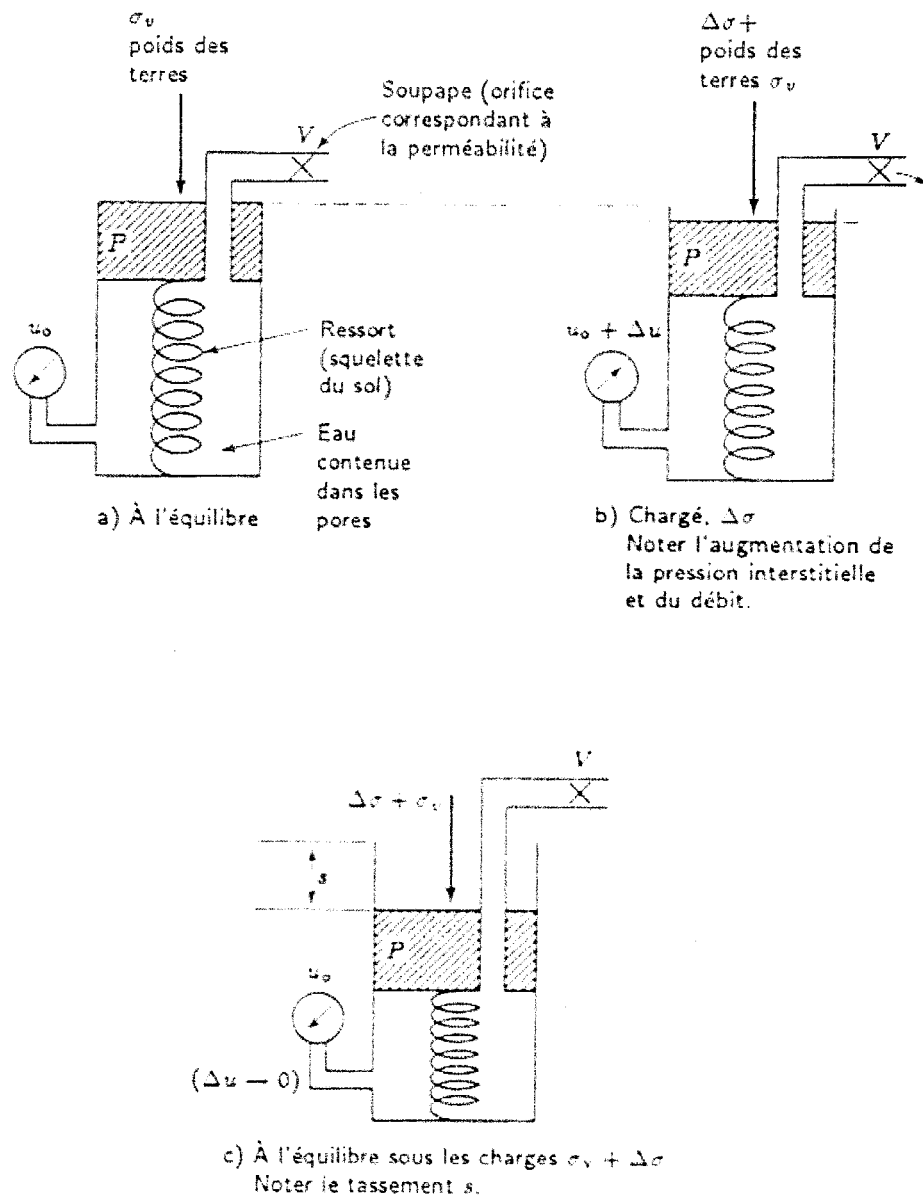


Figure 2-11 : Analogie du ressort dans un fluide visqueux appliquée au phénomène de la consolidation (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Un piston P , chargé verticalement, comprime un ressort (matérialisant le squelette du sol) à l'intérieur d'un cylindre rempli d'eau (pour l'eau interstitielle dans le sol). La

dimension de la soupape V correspond à la porosité du sol. À l'équilibre, la soupape est ouverte et l'eau cesse de s'écouler après un certain temps. C'est l'état d'équilibre d'un sol qui supporte le poids des terres sus-jacentes. Un manomètre relié au cylindre indique la pression u_0 pour cet état. On ferme la soupape.

Si l'on place un incrément de charge $\Delta\sigma$ sur la couche de sol (le piston et le ressort), la pression est immédiatement transmise à l'eau contenue dans le cylindre. Comme l'eau est relativement incompressible et qu'elle ne peut être évacuée du cylindre (la soupape est fermée), le piston ne se déplace pas (pas de tassement) mais le manomètre indique une augmentation de la pression interstitielle, Δu . C'est la pression interstitielle en excès, $\Delta u = \Delta\sigma$.

Pour simuler un sol cohérent à grains fins (de faible conductivité hydraulique), on peut ouvrir légèrement la soupape et permettre à l'eau de sortir lentement du cylindre. À mesure que l'eau est évacuée, la pression diminue et l'excès de charge $\Delta\sigma$ est transmis au piston, qui se déplace en comprimant le ressort (tassement). Lorsque l'équilibre est à nouveau atteint, l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression est à nouveau u_0 et le ressort (comprimé de $\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E}$) est en équilibre avec la nouvelle charge $(\sigma + \Delta\sigma)$.

C'est le même processus qui se déroule dans les sols argileux et autres matériaux fins. Au début, les sollicitations externes sont entièrement reprises par les pressions interstitielles (Δu_w) sans modification des contraintes effectives. Puis, graduellement, au fur et à mesure que l'eau est expulsée sous l'effet du gradient de pression, le matériau se comprime et absorbe la charge selon l'augmentation de la contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$). C'est alors que la pression d'eau en excès retombe à zéro et la pression interstitielle reprend sa valeur à l'équilibre, u_0 .

2.2.4. Théorie de Terzaghi sur la consolidation unidimensionnelle

Dans le paragraphe précédant, nous avons décrit comment les sols se consolidaient avant d'entrer en équilibre avec les sollicitations extérieures. On a mentionné que durant ce processus, les pressions interstitielles, en excès par rapport aux pressions

hydrostatiques, se dissipaient. La vitesse de consolidation est alors étroitement liée à la conductivité hydraulique du sol. Finalement, les contraintes effectives (sur le squelette du sol) égalaient les contraintes appliquées.

Il y a une distinction entre la consolidation primaire et la compression secondaire. Cette compression secondaire se manifeste surtout dans les sols lorsque toute pression interstitielle a été dissipée, c'est-à-dire à pression effective constante.

La consolidation primaire est la composante majeure du tassement pour certains sols, comme les argiles inorganiques, alors que la compression secondaire jouera un rôle plus important pour des tourbes et des sols fortement organiques (Holtz et Kovacs, 1981).

Nous allons à présent présenter les principales théories qui permettent d'évaluer les taux de consolidation primaire et secondaire pour des sols à grains fins (comme les boues de traitement).

Pour illustrer le phénomène de la consolidation, utilisons à nouveau l'analogie du ressort (figure 2-12).

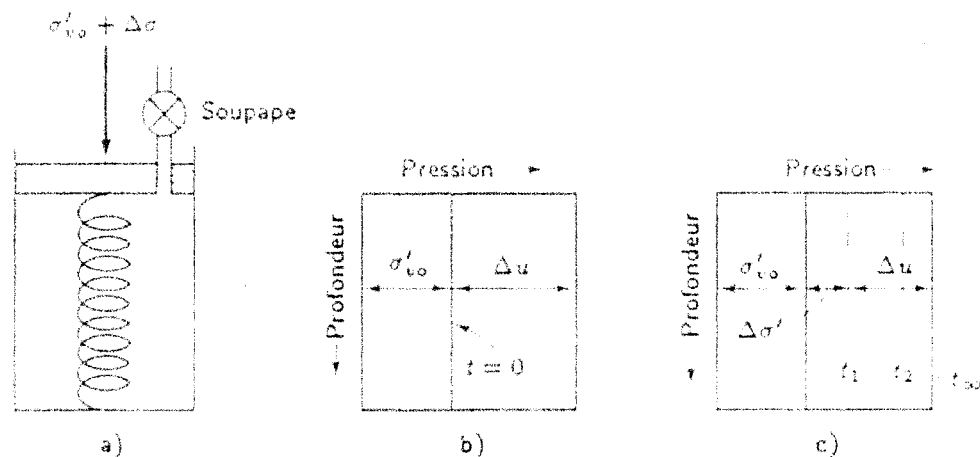


Figure 2-12 : Analogie du ressort pour la consolidation, modèle d'une couche unique
(Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Le sol (représenté par le ressort) est à l'équilibre et sa contrainte effective est égale à σ'_{v0} . Si on applique une charge unidimensionnelle $\Delta\sigma$ au piston, celle-ci est transmise intégralement à l'eau du sol dont la pression en excès, Δu , vient s'ajouter à la pression hydrostatique u_0 .

Au fur et à mesure que le temps d'écoulement sous cette nouvelle charge constante $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$, l'eau est évacuée et la pression interstitielle en excès, Δu , diminue. Ce transfert agit sur le squelette du sol, ce qui se traduit par une augmentation de la contrainte effective, $\Delta\sigma'$. La figure 2-13 montre l'état des contraintes aux temps fictifs t_1 et t_2 , qui correspondent à lignes pointillées qu'on appelle isochrone. Pour un temps infini, la pression en excès devient nulle et on a atteint un nouvel état d'équilibre du sol dont la contrainte effective est égale à $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$.

On peut augmenter la complexité et la représentativité du modèle en ajoutant des ressorts et des soupapes en série (figure 2-13). Dans ce cas, la vitesse de déformation et de dissipation de u varie avec la distance par rapport aux extrémités (ou avec la longueur du chemin de drainage). On constate donc que les extrémités du modèle (drainé par le haut et par le bas) auront une réduction plus rapide de u que la zone centrale plus éloignée.

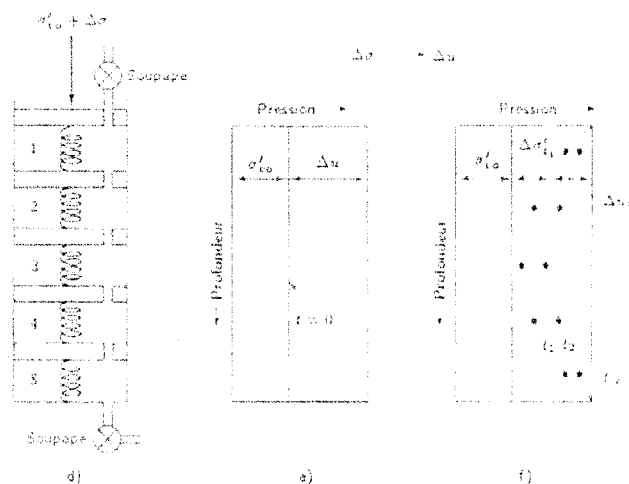


Figure 2-13 : Analogie du ressort, modèle de couches multiples (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Avant de présenter plus en détail la théorie de Terzaghi (1925), nous allons présenter ses hypothèses et ses principales limitations :

- la couche de sol compressible est homogène et complètement saturée d'eau ($S_r = 100\%$) ;
- l'eau interstitielle dans les pores ainsi que les grains de sol sont incompressibles ;
- la loi de Darcy est applicable ($Q = -kA(dh/dl) = -kAi$) ;
- la compression de la structure du sol et l'expulsion de l'eau se fait dans une seule dimension ;
- la théorie n'est applicable qu'à de faibles déplacements, i.e. les sollicitations n'induisent que de petites déformations dans le sol ;

- le coefficient de compressibilité $a_v \left(a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right)$ demeure constant pendant

la consolidation ; cela implique l'existence d'une relation univoque entre la variation de l'indice des vides Δe et la variation de la contrainte effective, ainsi que l'absence de compression secondaire.

- la conductivité hydraulique, k , demeure constante pendant la consolidation ;

avec :

- Q : débit (L^3/T) ;
- k : conductivité hydraulique (L/T) ;
- i : gradient hydraulique ;
- Δe : variation de l'indice des vides.
- $\Delta \sigma'_v$: variation de la contrainte effective verticale.

On considère un volume d'eau entrant, Q_{in} , et un volume d'eau sortant, Q_{out} , d'un élément de sol de volume infinitésimal, $dx dy dz$, à une profondeur z (figure 2-14).

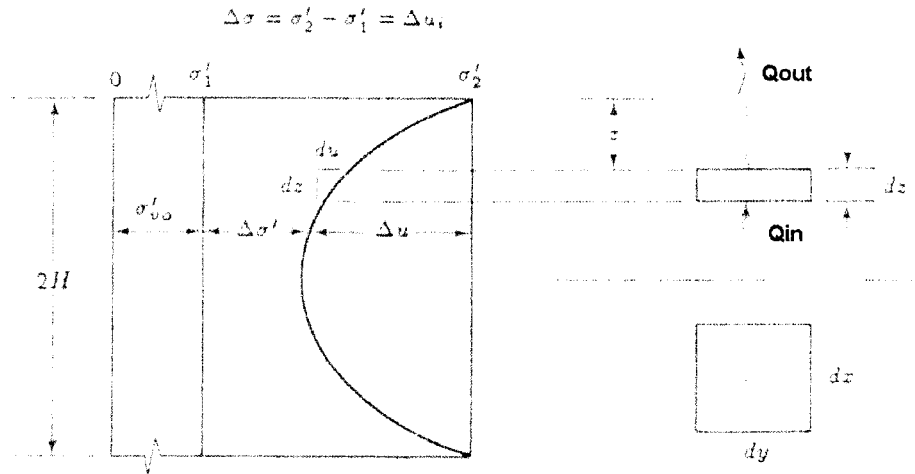


Figure 2-14 : Couche de sol subissant une compression (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Dans cet élément, et d'après les hypothèses d'incompressibilité de l'eau et des grains de sol, la variation de volume est égale à $Q_{out} - Q_{in}$. Étant donné la relation entre la consolidation et l'eau interstitielle qui s'échappe des vides ainsi que les conditions de continuité, le gradient hydraulique i_z de la partie supérieure de l'élément s'écrit (on néglige la composante due à la vitesse de l'eau interstitielle dans l'équation de Bernouilli) :

$$i_z = \frac{\delta h}{\delta z} \quad (2-14)$$

avec

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} \quad (2-15)$$

d'où on tire

$$i_z = \frac{\delta z}{\delta z} + \frac{\delta}{\delta z} \left(\frac{u}{\rho_w g} \right) = 1 + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta u}{\delta z} \quad (2-16)$$

Quant au gradient hydraulique de la partie inférieure de l'élément, on peut l'estimer graphiquement en utilisant la courbe de i en fonction de z .

Pour un dz très petit, $i_z + \left(\frac{\delta i_z}{\delta z} \right) \times dz$ sera équivalent à i_{z+dz} comme le montre la figure 2-15.

$$i_{z+dz} = i_z + \left(\frac{\delta i_z}{\delta z} \right) \times dz = 1 + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta u}{\delta z} + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} dz \quad (2-17)$$

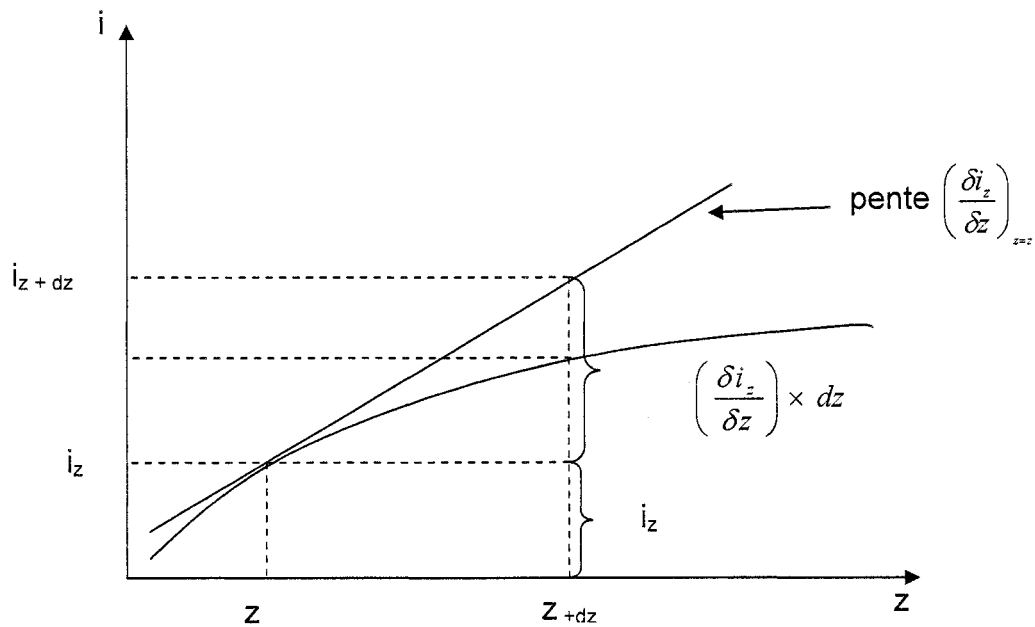


Figure 2-15 : Évaluation de i_{z+dz} par utilisation de la pente de la courbe

La quantité d'eau qui s'écoule vers l'extérieur de l'élément pendant un temps infinitésimal dt , est égale à (application de la loi de Darcy) :

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad (2-18)$$

$$dQ_{out} = k \times i \times A \times dt = k \left(1 + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \right) dx dy dt \quad (2-19)$$

Ainsi, de la même façon, on peut en déduire la quantité d'eau qui s'infiltre par le bas de l'élément pendant dt :

$$dQ_{in} = k \left(1 + \frac{1}{\delta_w g} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 dz} \right) dx dy dt \quad (2-20)$$

La variation de volume de l'élément est donc la différence entre Q_{out} et Q_{in} . En supposant que l'aire $dx dy$ (constante) est unitaire, on obtient :

$$\Delta V = \Delta(dx dy dz) = \Delta dz \quad (2-21)$$

$$\Delta dz = dQ_{out} - dQ_{in} = - \frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt \quad (2-22)$$

Lorsque l'on trace l'indice des vides (V_v/V_s) en fonction de la contrainte effective, on peut définir le coefficient de compressibilité, a_v , comme la pente de la droite reliant deux point de l'essai de consolidation $A(\sigma'_1, e_1)$ et $C(\sigma'_2, e_2)$, comme le montre la figure 2-16. Cette pente est négative car la valeur de e_1 est supérieure à celle de e_2 . La relation n'étant pas linéaire, la valeur de a_v peut varier avec le niveau de contrainte (ou de déformation) du matériau. C'est pourquoi on précisera habituellement les conditions d'obtention du coefficient de compressibilité.

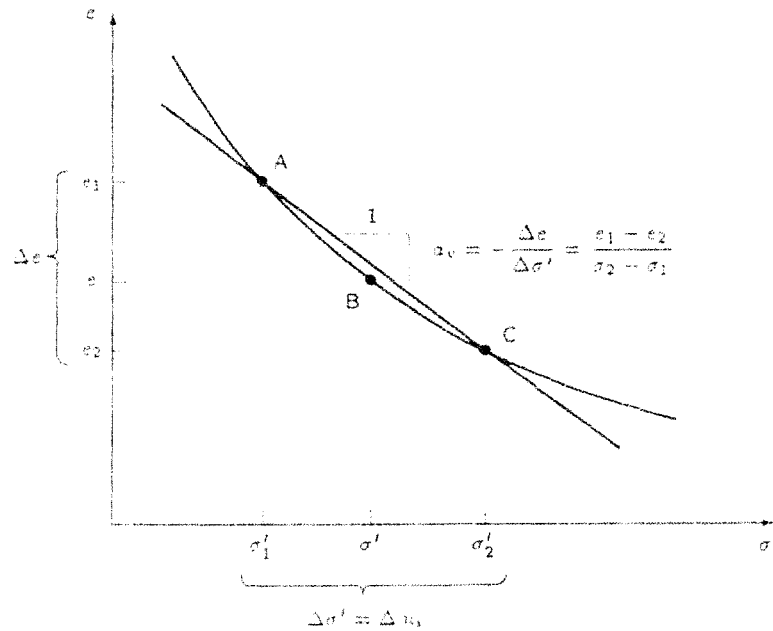


Figure 2-16 : Courbe de compression obtenue en laboratoire (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Ce coefficient est défini par :

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \quad (2-23)$$

Le tassement correspondant, s , est défini par :

$$s = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \times 2H = \Delta dz = \frac{-de}{1 + e_1} dz \quad (2-24)$$

Dans ce cas, l'indice des vides initial correspond à e_1 .

En combinant les équations 2-12 et 2-13, on obtient :

$$\Delta dz = \frac{a_v d\sigma'}{1 + e_1} dz \quad (2-25)$$

On sait que lorsque la pression interstitielle de l'eau, Δu , se dissipe, la contrainte effective du sol augmente. Ainsi, toute variation de la contrainte effective (par une charge externe constante) correspond à une variation de la pression interstitielle. Numériquement, si la contrainte total est constante, cela correspond à :

$$\Delta \sigma' = -\Delta u$$

Puisque $du = \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) dt$, on peut écrire l'équation 2-25 sous la forme :

$$\Delta dz = -\frac{a_v du}{1 + e_1} dz = -\frac{a_v}{1 + e_1} \frac{\partial u}{\partial t} dt dz \quad (2-26)$$

La variation de volume (en condition 1D) peut s'écrire : $\Delta V = \Delta dz \times 1 = dQ$. Elle correspond à la variation de teneur en eau.

On a donc l'expression du changement de volume, $\Delta \left(\frac{V_v}{V_t} \right)$, de l'élément dz sous deux formes (équation 2-11 et 2-15). On pose l'égalité :

$$-\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt = -\frac{a_v}{1 + e_1} \frac{\partial u}{\partial t} dz dt \quad (2-27)$$

En réarrangeant les termes, on obtient :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2-28)$$

avec

$$c_v = \frac{k}{\rho_w g} \frac{1 + e_0}{a_v} \quad (2-29)$$

Le paramètre c_v est appelé coefficient de consolidation. À noter que l'on utilise généralement la notation e_0 pour désigner l'indice des vides initial (plutôt que e_i).

L'équation 2-29 est l'équation de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Si c_v est constant, elle est du type « équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficient constant ». Elle est similaire aux équations de diffusion (chaleur, solutés, gaz).

On peut résoudre ce type d'équations de plusieurs façons mathématiques ou par approximations.

On définit les conditions initiales et aux limites par :

- couche compressible (de hauteur $2H$) complètement drainée à ses deux extrémités
 - $\Delta u = 0$ pour $z = 0$ et $z = 2H$, avant application de $\Delta \sigma$.
- la pression interstitielle en excès (Δu_i) est égale à l'augmentation de la contrainte totale ($\Delta \sigma$) après son application.
 - $\Delta u = \Delta u_i = \Delta \sigma = (\sigma_{\text{finale}} - \sigma_{\text{initiale}})$ pour $t = 0$

Pour résoudre l'équation 2-29, on pose $u = f(z)g(t)$. Ainsi, on sépare les variables.

On peut donc dire que :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = f'' g \text{ et } \frac{\partial u}{\partial t} = f g' \quad (2-30)$$

Ainsi, on peut réécrire l'équation avec des variables séparées :

$$c_v f'' g = f g' \quad (2-31)$$

En réarrangeant les termes : $c_v \frac{f''}{f} = \frac{g'}{g} = \tau$, où τ est le paramètre à déterminer.

Il faut résoudre le système suivant :

$$\begin{cases} g' - \tau g = 0 \Rightarrow g(t) = A_1 e^{\tau t} \\ c_v f'' - \tau f = 0 \Rightarrow \begin{cases} f(z) = A_2 e^{\sqrt{\frac{\tau}{c_v}} z} + B_2 e^{-\sqrt{\frac{\tau}{c_v}} z}, \tau \geq 0 \\ f(z) = A_2 \cos\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} z\right) + B_2 \sin\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} z\right), \tau < 0 \end{cases} \end{cases} \quad (2-32)$$

Sous la forme de u , on obtient :

$$\begin{cases} u(z, t) = K_1 e^{\tau t + \sqrt{\frac{\tau}{c_v}} z} + K_2 e^{\tau t - \sqrt{\frac{\tau}{c_v}} z}, \tau > 0 \\ u(z, t) = e^{\tau t} \left[K_1 \cos\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} z\right) + K_2 \sin\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} z\right) \right], \tau < 0 \end{cases} \quad (2-33)$$

Dans ces équations, A_1 , A_2 , B_2 , K_1 et K_2 (où $K_1 = A_1 \times A_2$ et $K_2 = A_1 \times B_2$) sont des inconnues qu'il faut déterminer à partir des conditions aux frontières.

L'équation 2-33 donne la valeur théorique de l'excès de la pression interstitiel u , pour n'importe quel point de la couche de sol et à n'importe quel moment. Les caractéristiques du sol sont donc uniquement représentées dans l'équation par c_v .

On prend maintenant les conditions aux frontières suivantes :

$$u(0, t) = K_1 e^{\tau t} = 0 \Rightarrow K_1 = 0 \quad (2-34)$$

et

$$u(2H, t) = e^{\tau} K_2 \sin\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} 2H\right) = 0 \Rightarrow \sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} 2H = \pi \quad (2-35)$$

$$\frac{-\tau}{c_v} = \frac{\pi^2}{4H^2} \Rightarrow \tau = -\frac{c_v \pi^2}{4H^2} \quad (2-36)$$

On sait que la pression interstitielle diminue dans le temps, donc la constante τ ne peut être que négative. On en déduit donc que :

$$u(z, t) = K_2 e^{\tau t} \sin\left(\sqrt{\frac{-\tau}{c_v}} z\right) \quad (2-37)$$

avec

$$\tau = -\frac{c_v \pi^2}{4H^2} \quad (2-38)$$

ce qui donne :

$$u(z, t) = K_2 e^{\tau t} \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (2-39)$$

avec $0 \leq z \leq 2H$

On a déjà dit que la variation de la pression interstitielle initiale en excès était égale à l'augmentation de la contrainte aux limites de l'élément de sol $\Delta\sigma$. De plus, u sera maximale pour la distance maximale de drainage. On en déduit donc :

$$u(H, 0) = \Delta\sigma = K_2$$

$$u(z, t) = \Delta\sigma \cdot e^{\tau t} \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right)$$

La pression interstitielle dans l'élément de sol est donc définie par :

$$u(z, t) = \Delta\sigma \cdot e^{-\frac{c_v \pi^2}{4H^2} t} \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (2-40)$$

On peut également utiliser le rapport de consolidation U_z , défini par le rapport entre la variation de volume à une profondeur z et à l'instant t et la variation de volume finale à une profondeur identique. On a dit précédemment que le coefficient de compressibilité a_v était le rapport entre la variation de l'indice des vides et l'augmentation de la contrainte. Comme la pression interstitielle en excès initiale est égale à l'augmentation de contrainte totale, on peut écrire U_z sous la forme :

$$U_z = \frac{(\sigma' - \sigma'_1) a_v}{(\sigma'_2 - \sigma'_1) a_v} = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta u_i - \Delta u}{\Delta u_i} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i} \quad (2-41)$$

On peut aussi adopter une nouvelle écriture de l'équation de consolidation (Holtz & Kovacs, 1981) :

$$U_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} f_1(Z) f_2(T) \quad (2-42)$$

Où Z et T sont des paramètres sans dimension (Taylor, 1948). Z est un paramètre géométrique égal à z / H (rapport de la position verticale sur la hauteur de drainage). T est un facteur temps lié au coefficient de consolidation c_v , à la hauteur de drainage et au temps t par l'expression suivante :

$$T = c_v \frac{t}{H^2} \quad (2-43)$$

La figure 2-17 donne la solution graphique de cette équation en fonction des paramètres Z et T . On peut utiliser ces courbes pour résoudre les équations afin de calculer le rapport de consolidation U_z , Δu et σ' pour n'importe quel point de la couche de sol, à n'importe quel moment. Il faut cependant connaître le coefficient de

consolidation du sol c_v ainsi que l'épaisseur totale du dépôt et les conditions de drainage aux extrémités, qui permettent de calculer la variable T . L'équation 2-42 s'applique à tout chargement unidimensionnel sur un dépôt de sol compressible aux propriétés géotechniques uniformes.

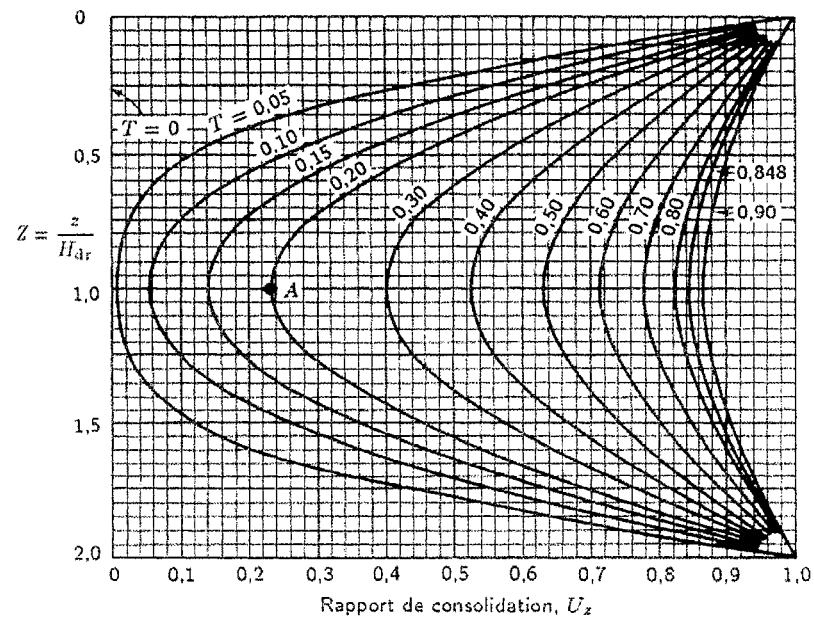


Figure 2-17 : Consolidation en fonction du sol d'une couche de sol drainée de chaque côté (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

On observe également sur la figure 2-17 la progression du phénomène de consolidation. Les isochrones donnent U_z pour un facteur de temps T donné.

Connaître le rapport de consolidation en un seul point est une information utile mais le pourcentage de consolidation moyen de toute la couche est souvent plus pertinent. On définit ce nouveau paramètre par U ou U_{moy} . Il représente la mesure de la consolidation subie par la totalité de la couche et cette valeur peut être liée, au bout d'un certain temps, au tassement total de la couche. U est exprimé sous forme de pourcentage.

Pour une compression unidimensionnelle, le volume varie selon la hauteur de la couche. Pour obtenir le pourcentage de consolidation moyen d'une couche entière, il faut calculer, sous la courbe d'un isochrone, l'aire correspondant à un facteur temps donné. Mathématiquement, U (%) est égal à la valeur pondérée de U_z , c'est-à-dire :

$$U(\%) = \frac{\sum U_z dz}{2H} = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} U_z dz \quad (2-44)$$

En développant, on obtient :

$$U(\%) = \int_0^{2H} \frac{xy}{xz} = \int_0^{2H} \frac{[(\sigma'_2 - \sigma'_1) - u] dz}{(\sigma'_2 - \sigma'_1) 2H} \times 100 \quad (2-45)$$

En arrangeant l'équation, elle devient :

$$U(\%) = \frac{100}{2H(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \int_0^{2H} [(\sigma'_2 - \sigma'_1) - u] dz \quad (2-46)$$

En reprenant la valeur de Δu dans l'équation 2-18, intégrée à l'équation 2-20, on obtient :

$$U(\%) = \frac{100}{2H(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \left[\frac{(\sigma'_2 - \sigma'_1) 2H - (\sigma'_2 - \sigma'_1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{4}{(2n+1)\pi} \times (-1) \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} z \left(\frac{2H}{(2n+1)\pi} \right)} \right] \Bigg|_0^{2H} \times e^{-\left(\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4} \right)} \quad (2-47)$$

En ajustant l'équation aux conditions limites, elle devient (Holtz & Kovacs, 1981) :

$$U(\%) = 100 \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \exp \left[- \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T \right] \right\} \quad (2-48)$$

Cette solution est valable pour toute valeur de U lorsque la distribution de pression interstitielle en excès initiale est constante ou linéaire sur toute la hauteur de la couche. La figure 2-18 illustre ce calcul.

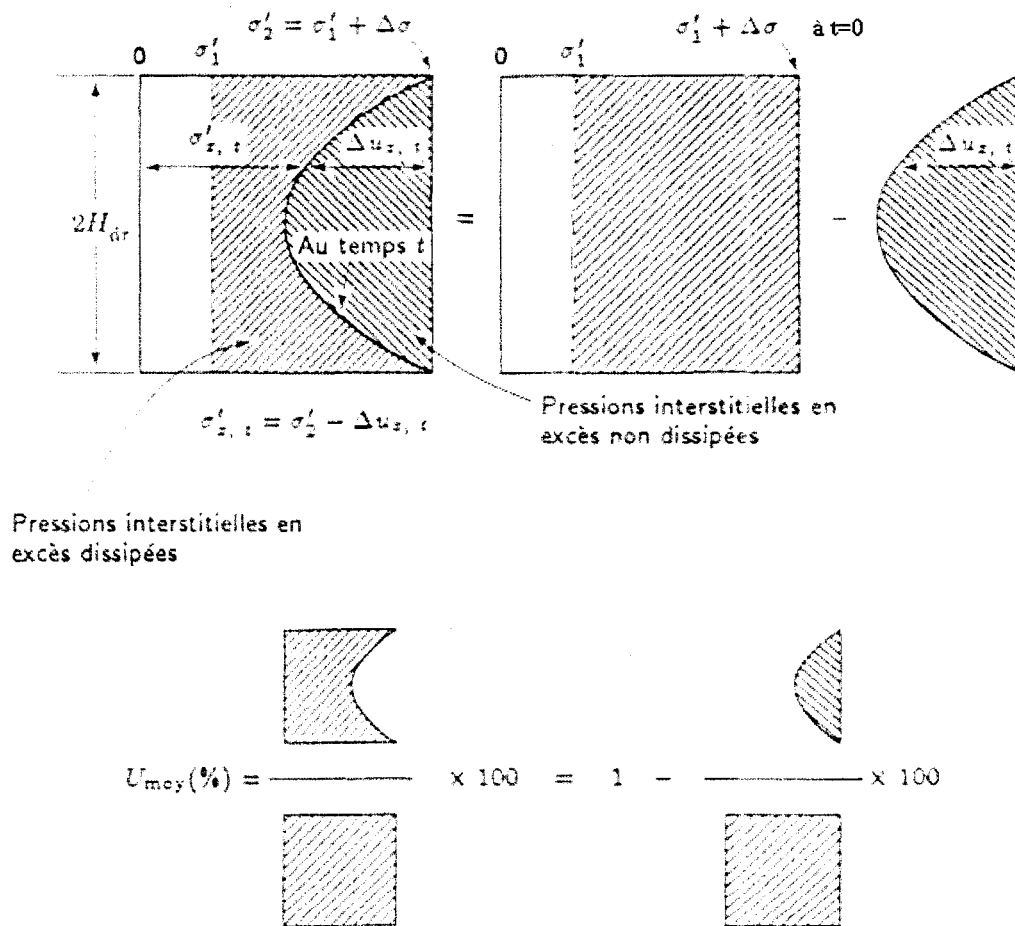


Figure 2-18 : Définition du pourcentage de consolidation moyen (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Taylor (1948) et Leonards (1962) ont proposé d'autres solutions qui pourraient s'appliquer lorsque la distribution de la pression interstitielle initiale est différente, mais en pratique, les différences sont négligeables. On peut donc utiliser cette solution sous une forme graphique (figure 2-19) ou sous forme de tableau (tableau 2-1). Il existe des représentations graphiques de U en fonction de T sur des échelles arithmétique ou semi-logarithmique. On peut également représenter U en fonction de la racine carrée de T . Les représentations 2-19b et 2-19c permettent de faire ressortir certaines caractéristiques physiques de la relation $U-T$. Lorsque T prend des valeurs très élevées, U tend asymptotiquement vers 100%, ce qui signifie que théoriquement, la consolidation n'atteint jamais 100% mais se prolonge indéfiniment.

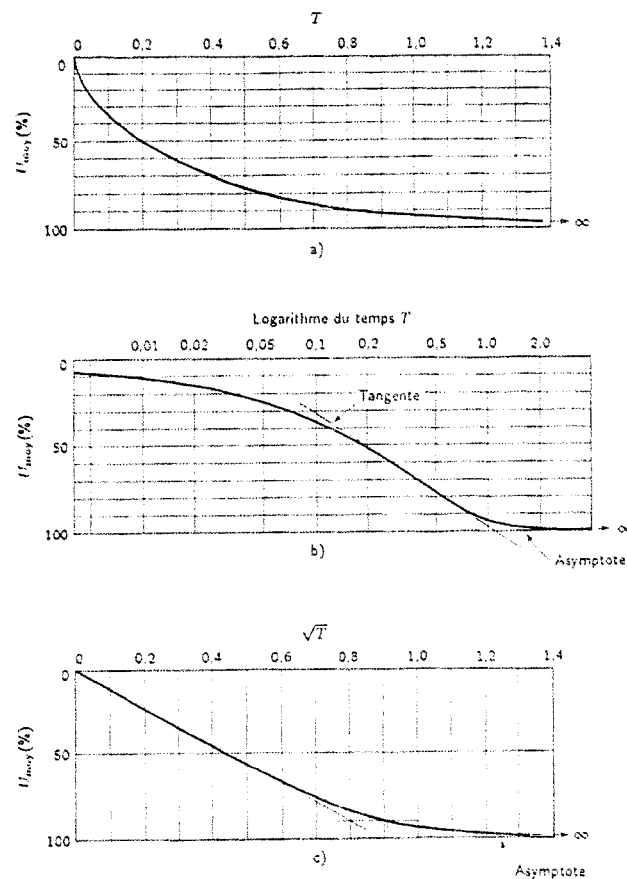


Figure 2-19 : Courbes de U_{moy} en fonction de T (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Tableau 2-1 : $U_{moy}(\%)$ vs T (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

$U_{moy}\%$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	100
T	0,008	0,031	0,071	0,126	0,197	0,287	0,403	0,567	0,848	1,163	∞

On peut enfin mentionner que Casagrande (1938) et Taylor (1948) ont proposé les approximations suivantes pour l'équation 2-48 :

- pour $U < 60\%$, $T = \frac{\pi}{4} U^2$;
- pour $U > 60\%$, $T = 1,781 - 0,933 \log(100 - U\%)$;

Pour $U > 60\%$, la série de l'équation 2-48 converge très rapidement et on peut donc conserver uniquement le premier terme, pour $n = 0$, qui est vraiment significatif.

2.2.5. Évaluation de la compression secondaire

La compression secondaire est définie par le changement de volume qui se poursuit au-delà du processus de consolidation primaire, à vitesse réduite. La différence principale entre la consolidation primaire et secondaire réside dans le fait que cette dernière se produit sous une contrainte effective constante, même lorsque les pressions interstitielles en excès sont totalement dissipées. Le phénomène de consolidation secondaire correspond à un phénomène de fluage. On explique ce phénomène par une modification des liens entre les particules individuelles d'argile ou à d'autres phénomènes rhéologiques à l'échelle microscopique (Mitchell, 1976).

De plus, sur le terrain, il est souvent difficile de distinguer les deux étapes de consolidation et on parle plus souvent de tassement total.

Il existe plusieurs équations pour déterminer la compression secondaire. Nous présenterons dans ce document la définition donnée par Raymond et Wahls (1976) et celle de Mesri et Godlewski (1977) qui définissent l'indice de compression secondaire C_α par :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2-49)$$

où Δe est la variation de l'indice des vides pendant l'intervalle de temps Δt . Cette équation est analogue à l'indice de compression primaire dont on peut rappeler qu'il vaut $\Delta e / \Delta \log \sigma'$.

De la même façon, on peut définir l'indice de compression secondaire modifié qui vaut :

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \quad (2-50)$$

où e_p , l'indice des vides au début de la portion linéaire de la courbe de e en fonction de $\log t$. Cela revient à dire que $C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log t}$ (Ladd *et al.*, 1977), où $\Delta \varepsilon$ est la variation de la déformation du sol au cours du temps.

On peut déterminer graphiquement ces deux indices pour la compression secondaire, en utilisant la pente de la portion linéaire des courbes de déformation en fonction du temps dans la portion qui suit la consolidation primaire.

Plusieurs hypothèses de travail simplifiées ont été résumées par Raymond et Wahls (1976), d'après les travaux de Ladd (1971), pour évaluer la compression secondaire pour des sols à grains fins :

- C_{α} est indépendant du temps pendant l'intervalle considéré (fluage de type exponentiel) ;
- C_{α} est indépendant de l'épaisseur de la couche de sol ;
- C_{α} est indépendant du LIR (Load Increment Ratio, rapport de chargement) si il y a eu consolidation primaire ;
- C_{α} / C_c est quasi constant pour un grand nombre d'argiles normalement consolidées dans des gammes de contraintes usuelles.

Dans la réalité, on a montré que C_α peut varier dans le temps. De plus, la durée et l'ampleur du tassement secondaire dépendent fortement du temps nécessaire pour compléter la consolidation primaire

2.2.6. La problématique de la sédimentation et de la consolidation en grand déplacement et application aux boues

Nous avons étudié dans la section précédente la théorie de consolidation des sols en faibles déplacements développée initialement par Terzaghi (1942). La consolidation, on le rappelle, est définie par le mouvement de l'eau dans un milieu poreux se déformant avec le temps. Comme nous l'avons indiqué, cette théorie repose sur plusieurs hypothèses que l'on peut résumer en cinq points (Foriero & Ladanyi, 1998) :

- le milieu poreux est complètement saturé ;
- les particules de sol et d'eau sont incompressibles ;
- la loi de Darcy est applicable pour l'écoulement du fluide ;
- le squelette du sol ne subit aucun fluage (déformation dépendant du temps sous contrainte), les déformations sont une fonction linéaire de la contrainte effective ;
- les contraintes et les déformations sont faibles (une légère augmentation de la charge ne modifie à peu près pas l'épaisseur) mais surtout, l'hypothèse la plus importante est que l'on considère la conductivité hydraulique ainsi que le coefficient de compressibilité α , comme constants à travers la couche de sol.

Cependant, certains matériaux présentent des comportements bien différents en ce qui concerne leur consolidation. En effet, si nous prenons l'exemple des boues, qui sont le résultat de la sédimentation de particules d'origines diverses (organique, industrielle), on observe que durant leur déposition (étape de sédimentation), elles se formeront en couche d'une certaine épaisseur L . Leur consolidation, sous l'effet de leur propre poids, s'accompagnera d'une grande diminution de l'épaisseur L ainsi que d'une diminution de l'indice des vides et de la conductivité hydraulique. La théorie de Terzaghi est alors d'une validité limitée dans ces conditions. Étant donné le contexte de cette étude, qui s'inscrit dans le cadre d'un projet de maîtrise en gestion des rejets

et en environnement minier, nous n'aborderons que succinctement la question de la consolidation en grand déplacement.

La sédimentation et la consolidation des boues ont été étudiées par Azevado *et al.* (1995), qui se sont penchés sur des boues de production industrielle d'aluminium. Ces auteurs ont énoncé plusieurs équations illustrant leur comportement. Si l'on considère une colonne dans laquelle on a disposé une boue à l'état dispersé que l'on laisse sédimenter naturellement, on observera une interface liquide solide en dessous de laquelle une couche de sédiments se sera formée par l'accumulation des particules. Cette couche de sédiment va se consolider sous l'effet de son propre poids.

À nouveau, comme pour la consolidation en faible déplacement, on s'intéresse aux pressions effectives dans la boue. Pane et Schiffman (1985) ont défini une équation pour décrire ces pressions effectives qui prend en compte les deux phases en présence dans la colonne : la sédimentation et la consolidation. On l'exprime ainsi :

$$\sigma = \beta(e)\sigma' + u \quad (2-51)$$

avec :

- σ , la pression totale ;
- e , l'indice des vides ;
- σ' , la pression effective ;
- u , la pression interstitielle.

Le facteur β est fonction de l'indice des vides. Dans la phase de sédimentation, ce facteur serait nul lorsque l'interaction entre les particules est négligeable, étant donné la grande distance qui les sépare. Au contraire, dans la phase de consolidation, β est égal à 1 car la boue est désormais formée et les particules sont suffisamment proches et structurées pour que l'on puisse comparer cet arrangement à celui d'un sol.

Si l'on résume ces deux situations, nous aurons donc :

Sédimentation

$$\sigma = u$$

Consolidation

$$\sigma = \sigma' + u$$

Lorsque la boue est sédimentée, on retrouve effectivement la définition « classique » de la contrainte totale définie par Terzaghi.

Entre ces deux phases, on est dans un milieu où sédimentation et consolidation se produisent simultanément. Pour définir β dans cette condition intermédiaire, on utilise une fonction décroissante de β illustrée à la figure 2-20.

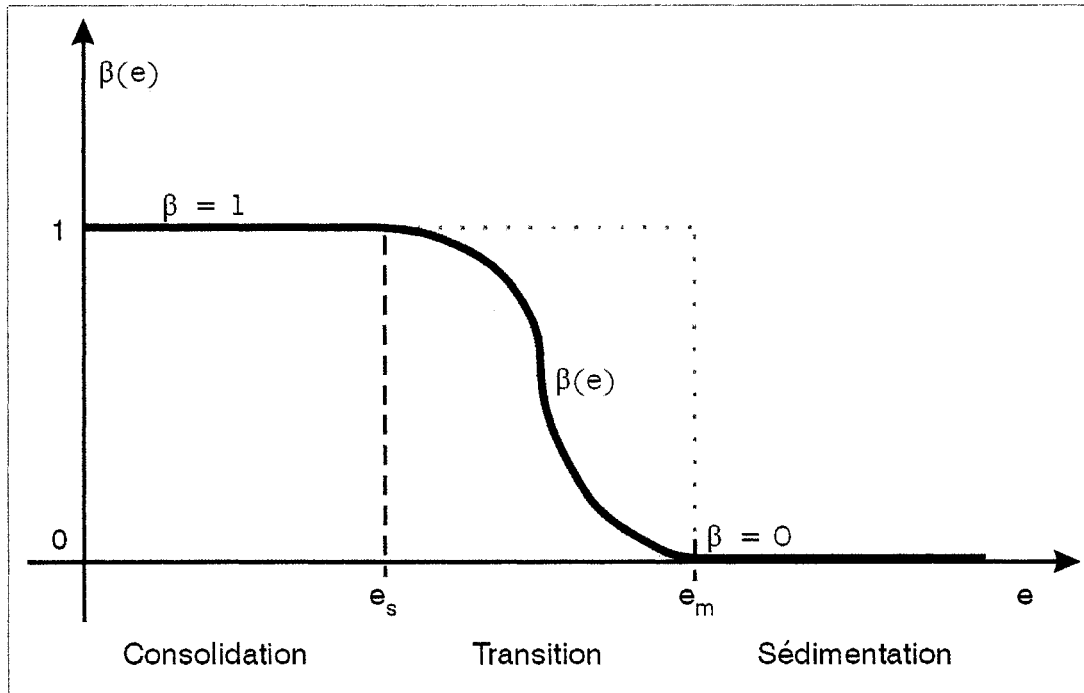


Figure 2-20 : Relation schématisée entre β et e (Tiré de Azevado *et al.*, 1994)

Expérimentalement, il est cependant difficile d'évaluer β dans cette zone de transition, notamment car il est quasi impossible d'estimer l'indice des vides d'un mélange d'eau et de particules en suspension avec les techniques ordinaires. Il est en effet impossible de prélever un échantillon dans ce milieu en permanente évolution dans le temps. On retrouve dans la littérature plusieurs exemples de techniques « non

perturbatrices » du milieu à l'aide d'un numériseur couplé à un traitement d'images qui permet de localiser l'interface eau-solide. Mais cette technique, si elle permet de suivre l'évolution de la sédimentation, ne donne aucune information sur l'indice des vides.

Pour faire face à cet inconvénient, on choisit souvent d'ignorer cette zone intermédiaire et de choisir un indice des vides arbitraires, e_m , qui correspondra au changement de phase sédimentation-consolidation. On aura donc une fonction $\beta(e)$ qui pourra prendre les valeurs de 0 ou 1.

On peut définir l'équation différentielle générale qui permet de définir la sédimentation et la consolidation d'une boue en fonction du temps (Azevedo *et al.*, 1994) :

$$\frac{d}{de} [\gamma_r k_z] \frac{\delta e}{\delta z} + \frac{\delta}{\delta z} \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{d\sigma'}{de} \beta \frac{\delta e}{\delta z} \right] + \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \sigma' \frac{d\beta}{de} \frac{\delta e}{\delta z} \right] + \frac{\delta e}{\delta t} = 0 \quad (2-52)$$

avec :

- z , les coordonnées définies par α et ξ , les coordonnées lagrangiennes et

$$\text{eulériennes d'un point : } z(a) = \int_0^a \frac{1}{1+e(\alpha, t)} d\alpha = \int_0^\xi \frac{1}{1+e(\xi, t)} d\xi$$

- k_z , la conductivité hydraulique absolue : $k_z = \frac{k}{(1+e)}$

- ρ_r , la densité relative (ρ_s et ρ_w sont les densités massiques du solide et du

$$\text{liquide respectivement) : } \rho_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$$

En phase de sédimentation, le coefficient β est nul et par conséquent, l'équation devient :

$$\frac{d}{de} [\gamma_r k_z] \frac{\delta e}{\delta z} + \frac{\delta e}{\delta t} = V_z(e) \frac{\delta e}{\delta z} + \frac{\delta e}{\delta t} = 0 \quad (2-53)$$

Cette équation correspond à l'équation de sédimentation de Kynch (Azevado *et al.*, 1994).

En phase de consolidation, le coefficient β est égal à 1 et on obtient alors l'équation de Gibson (1967) qui s'écrit :

$$\frac{d}{de} [\gamma_r k_z] \frac{\delta e}{\delta z} + \frac{\delta}{\delta z} \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\delta e}{\delta z} \right] + \frac{\delta e}{\delta t} = 0 \quad (2-54)$$

On peut aussi écrire l'équation de Gibson en tenant compte de la hauteur h_z qui évolue dans le temps à :

$$-\frac{1}{h_z^2(t)} \frac{\delta}{\delta y} \left[\frac{k_z}{(1+e)\gamma_w} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\delta e}{\delta y} \right] + \frac{1}{h_z(t)} \frac{\delta e}{\delta y} \left[yR_z + \left(1 - \frac{\gamma_z}{\gamma_w} \right) \frac{d}{de} \frac{k_z}{(1+e)} \right] = \frac{\delta e}{\delta t} \quad (2-55)$$

avec :

- y , la coordonnée réduite : $y = \frac{z}{h_z(t)}$
- R_z le rythme de déposition des solides : $R_z = \frac{dh_z(t)}{dt}$

Des solutions générales à ces équations de sédimentation et de consolidation ne peuvent être obtenues que par traitement numérique (Azevado *et al.* 1994).

Gibson *et al.* (1981) ont montré qu'une épaisse couche d'argile initialement consolidée sous son propre poids, se tasse plus rapidement si l'on utilise l'approche du grand déplacement. Cette consolidation est plus rapide que celle anticipée par la théorie classique de Terzaghi bien que la dissipation de la pression interstitielle en excès soit plus lente.

À partir des années 1975, plusieurs auteurs ont successivement proposé des solutions de consolidation en grand déplacement dont on peut rappeler les principales.

Somogyi (1979) a exprimé l'équation de consolidation en terme de pression interstitielle en excès et utilise un système de coordonnées réduites. Cargill (1984) a utilisé l'indice des vides comme variable dépendante et le temps comme variable indépendante. Les méthodes de ces deux auteurs utilisent une solution par différences finies. Une solution linéaire a aussi été proposée par Olson et Ladd (1979). Dans cette approche, la variable dépendante est la pression interstitielle en excès alors que la position spatiale de la particule est la variable indépendante. Un système de coordonnées Eulérien est utilisé et cette approche permet de prendre en compte les variations de l'indice des vides, du facteur de compressibilité et de la conductivité hydraulique qui évoluent avec la géométrie. La méthode de solution par différences finies est ainsi retenue.

Feldkamp (1987) a présenté une étude de la consolidation en grand déplacement qui utilise la méthode des poids résiduels pour résoudre l'équation différentielle partielle de consolidation (Gibson *et al.*, 1967) présentée plus haut.

La solution aux problèmes de la consolidation en grand déplacement n'est pas tant un problème de compréhension physique du phénomène que de la résolution en termes mathématiques car cette dernière implique une utilisation des méthodes numériques. À cet effet, il existe des approches purement mathématiques et d'autres plus orientées vers la mécanique. Foriero et Ladanyi (1998) ont choisi une voie intermédiaire, à base d'équations différentielles et ils utilisent un programme à éléments finis ayant trois objectifs :

- 1) vérifier la solution de Gibson et al (1981) par la technique FEM (pour « Finite Element Method ») ;
- 2) améliorer la technique de résolution numérique, permettant entre autre de donner la valeur de l'indice des vides en fonction de la coordonnée réduite ;
- 3) améliorer la compréhension de la programmation numérique pour les futurs utilisateurs.

Les figures 2-21 et 2-22 montrent des exemples de résultats obtenus pour l'estimation de l'indice des vides et de la pression interstitielle en coordonnées réduites et en coordonnées lagrangienne (pour chaque fonction, deux cas sont présentés

simultanément : frontières inférieures et supérieures perméables, frontière inférieure imperméable).

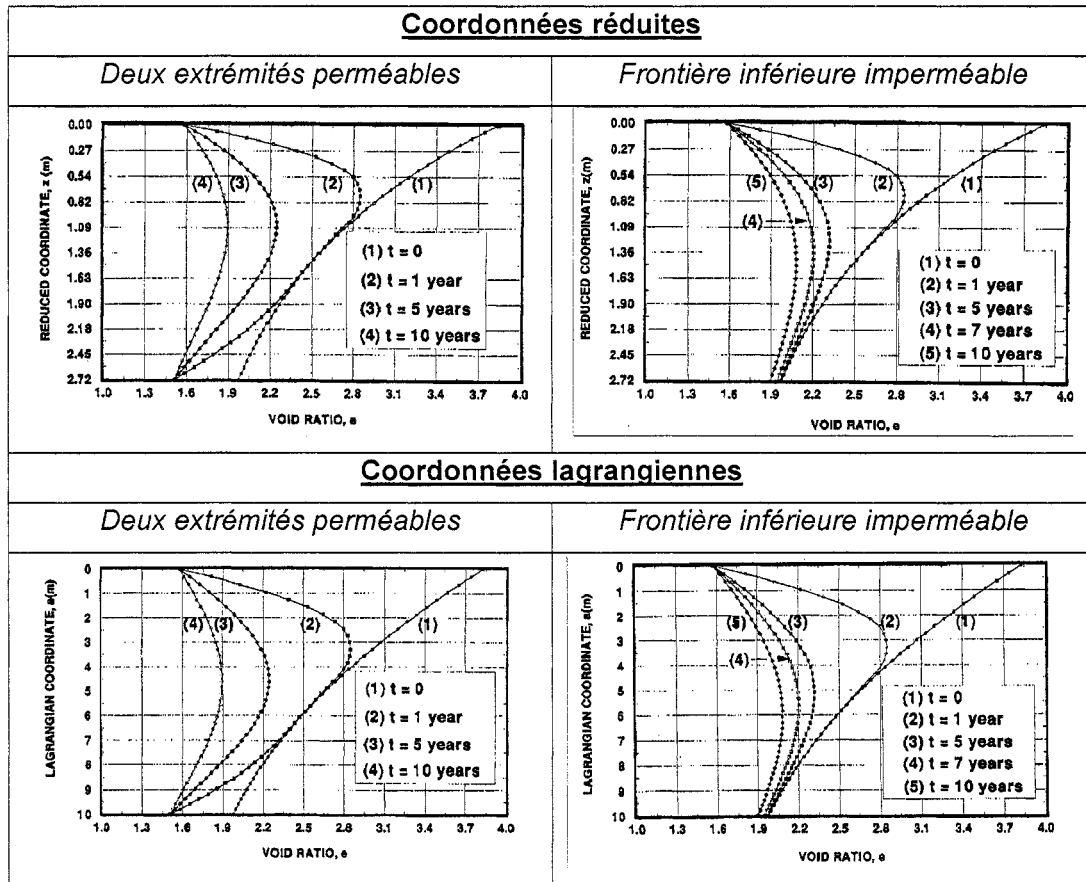


Figure 2-21 : Indice des vides - Consolidation en grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998)

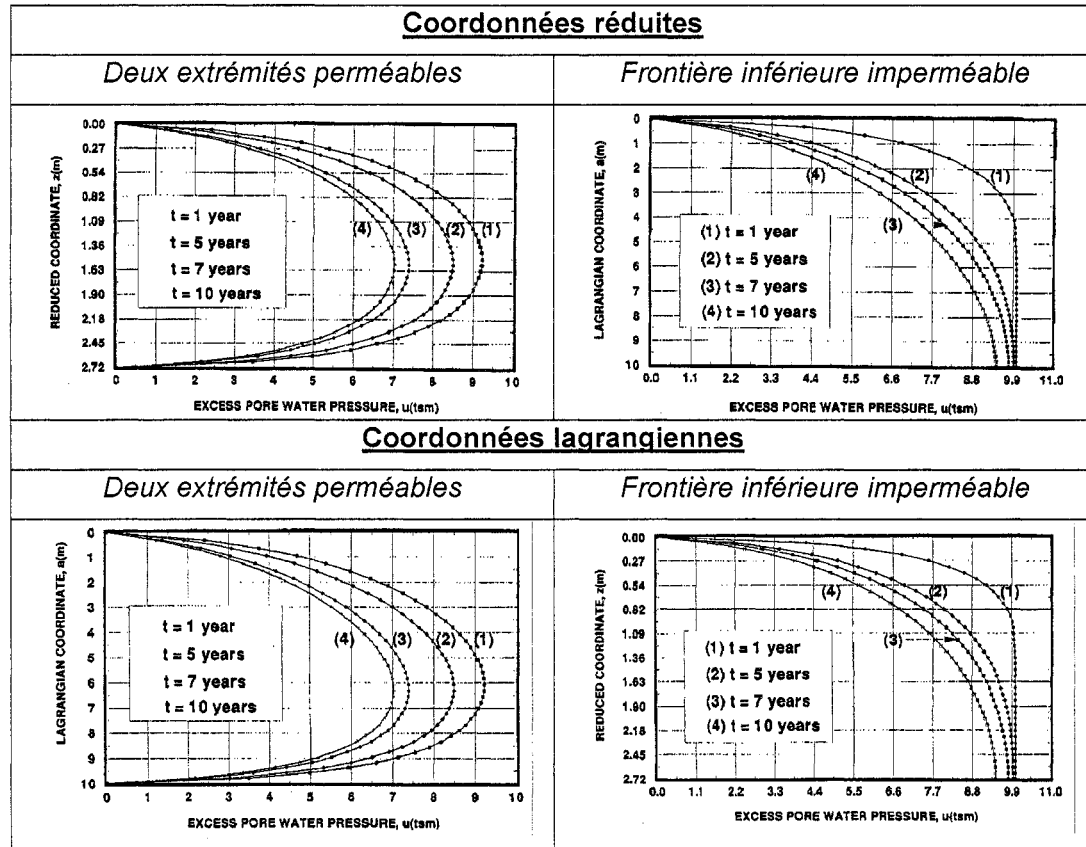


Figure 2-22 : Pression interstitielle en excès - Consolidation en grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998)

Enfin, la figure 2-23 montre les différences entre la théorie conventionnelles (Terzaghi) et la théorie en grand déplacement.

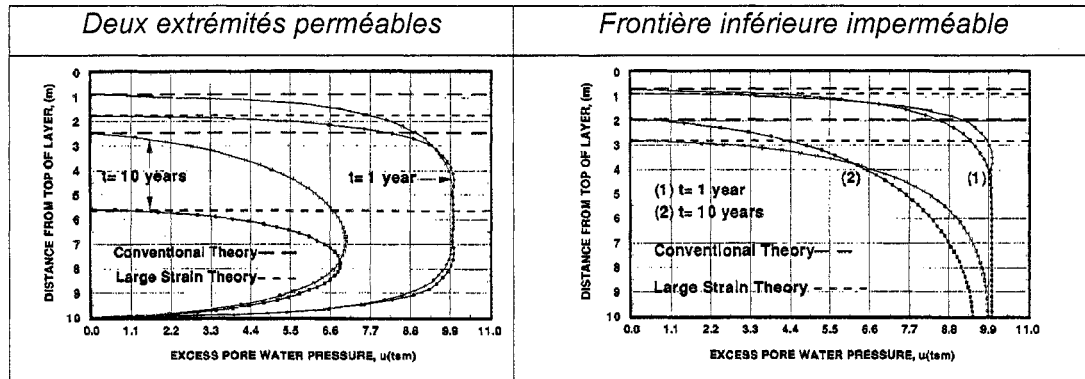


Figure 2-23 : Comparaison Terzaghi - Grand déplacement (Tiré de Foriero & Ladanyi, 1998)

L'étude de Foriero et Ladanyi (1998) démontre que la solution traditionnelle de Terzaghi surestime fortement la résistance au cisaillement en raison de sa mauvaise estimation de la pression interstitielle en excès

On retrouve d'autres études qui utilisent l'approche par éléments finis pour résoudre des problèmes identiques. Dai et Pells (1999) ont tenté de prédire le comportement en consolidation de résidus miniers afin de diminuer les coûts reliés à leur stockage. Ils utilisent le logiciel FLAC® (en anglais, Fast Lagrangian Analysis of Continua) afin d'estimer l'augmentation de contrainte due à la déposition des résidus. Ce modèle permet de définir la porosité et la conductivité hydraulique comme des fonctions de la déformation volumétrique accumulée. Cette étude montre que le taux élevé de remplissage va générer une contrainte suffisante pour que la consolidation soit très importante. Cette diminution du volume permettra alors un stockage plus important de résidus.

2.2.7. Dernières remarques

Nous avons présenté les principales théories de sédimentation et de consolidation en faibles déplacements. Les sols, lorsque soumis à une certaine contrainte, voient leur

structure modifiée par l'expulsion de l'eau interstitielle. Terzaghi a modélisé mathématiquement le phénomène. Lorsque les sols concernés ont des propriétés particulières, comme des boues de traitement des eaux, la consolidation peut alors se faire en grand déplacement. La théorie classique cède alors la place à de nouvelles équations que l'on retrouve dans la littérature depuis une trentaine d'année. C'est par rapport à la méthode de résolution de ces nouveaux problèmes que les approches varient. Les nouveaux outils informatiques permettent désormais d'atteindre des résultats encore plus précis, qui corroborent les observations pratiques : la méthode classique ne serait pas représentative des problèmes de consolidation en grand déplacement (en général, on pose que l'approximation des faibles déformations ($\Delta L/L_0$), plutôt que la définition rigoureuse des déformations réelles ($\Delta L/L$), est valable jusqu'à environ 10%, pour une imprécision relative du même ordre de grandeur).

2.3. Techniques nucléaires et mesure de densité

Comme nous l'avons vu dans la section précédente, la densité des sols est un paramètre clef dans l'analyse de la sédimentation et de la consolidation. Dans cette section, nous allons présenter certains principes basés sur la transmission des rayons gamma, utilisés en physique nucléaire pour effectuer des mesures de densité sur différents types de matériau.

En génie civil, au début des années 50, on commence à appliquer des techniques nucléaires à la mesure de la teneur en eau et de la densité des sols utilisés pour la construction des routes. De nombreux efforts sont apportés afin de perfectionner les équipements et malgré les premiers doutes sur la précision des mesures, les avantages de cette technique sont vite devenus évidents. Non seulement les mesures sont rapides, mais surtout elles ne nécessitent pas le déplacement des sols en place. On parle alors de technique « non-destructive » (Ballard et Gardner, 1965). Ces avantages s'accompagnent d'une importante réduction des coûts associés à la caractérisation des sols en place.

Du point de vue technique, il apparaît que la mesure de densité avec un nucléodensimètre sur des sols en laboratoire est nettement plus reproductible qu'avec les techniques classiques. Selon les sources radioactives utilisées, la sensibilité varie

en fonction du type de sol analysé et la réponse qu'il donne aux rayons reçus. La calibration des sources est l'élément majeur qui contrôle la précision des mesures et plusieurs méthodes de calibration ont été développées pour y faire face (Gardner et Roberts, 1967).

La gamme de spectres électromagnétiques à la disposition de l'industrie est désormais très large et permet des applications multiples (tableau 2-2).

Tableau 2-2 : Spectres électromagnétiques (Tiré de Shuey, 2002)

Type d'onde	Longueur d'onde (Å)	Longueur d'onde (cm)	Fréquence (Hz)	Énergie (eV)
Radio	$> 10^9$	> 10	$< 3 \times 10^9$	$< 10^{-5}$
Micro-onde	$10^9 - 10^6$	$10 - 0,01$	$3 \times 10^9 - 3 \times 10^{12}$	$10^{-5} - 0,01$
Infrarouge	$10^6 - 7000$	$0,01 - 7 \times 10^{-5}$	$3 \times 10^{12} - 4,3 \times 10^{14}$	$0,01 - 2$
Visible	$7000 - 4000$	$7 \times 10^{-5} - 4 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{14} - 7,5 \times 10^{14}$	$2 - 3$
Ultraviolet	$4000 - 10$	$4 \times 10^{-5} - 10^{-7}$	$7,5 \times 10^{14} - 3 \times 10^{17}$	$3 - 10^3$
Rayons-X	$10 - 0,1$	$10^{-7} - 10^{-9}$	$3 \times 10^{17} - 3 \times 10^{19}$	$10^3 - 10^5$
Rayons Gamma	$< 0,1$	$< 10^{-9}$	$> 3 \times 10^{19}$	$> 10^5$

Une autre application des sources radioactives fait son apparition dans le domaine du traitement des eaux, au début des années 50. En effet, à cette époque, l'accroissement permanent des besoins en eau potable impose la construction d'usines de traitement plus importantes et surtout plus autonomes. Le densimètre radioactif permet alors des mesures plus précises et continues de la densité des boues circulant à travers les différents tuyaux du système de purification. Ces appareils ne nécessitent pas de contact avec le matériel à mesurer. Quoique le principe de mesure soit relativement simple, certaines règles d'installation et de calibration sont indispensables au bon fonctionnement des appareils.

Typiquement, des sources de Cesium-137, d'une durée de demi-vie de 30,7 ans, sont mises en place dans des blocs étanches et accouplés aux tuyaux où l'on souhaite effectuer la mesure (figure 2-24). Ces sources émettent des rayons gamma à une énergie de 0,66 MeV. La cellule de mesure fait face à la source, de l'autre côté du tuyau. L'amplitude du signal dépend des radiations reçues, c'est-à-dire de la densité

des boues. Ce signal électrique est ensuite amplifié et traduit en termes de pourcentage solide ou de densité à l'opérateur de l'usine. La calibration de la source doit être vérifiée périodiquement car sa puissance diminue avec le temps. Ce type d'appareil est utilisé dans de nombreuses applications, dont l'industrie minière (ex. Mine Doyon, Québec).

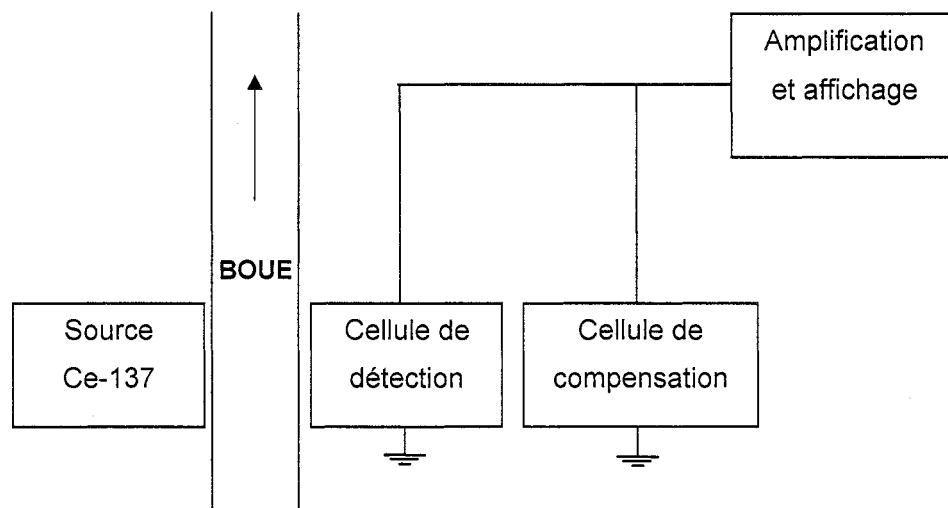


Figure 2-24 : Principe de la mesure de densité au densimètre radioactif (Tiré de Andrews, 1967)

De nos jours, les avancées de la physique nucléaire et des rayonnements combinées aux nouvelles technologies informatiques ont permis de développer des appareils de mesure de plus en plus performants. L'utilisation des micro-ondes, très largement répandue dans la vie quotidienne, a également trouvé une place dans la mesure des densités. Toshiba a développé vers la fin des années 80, un densimètre à micro-ondes. On détermine ici la densité d'un fluide en mesurant le changement de vitesse de propagation de l'onde à travers ce fluide (Des Plaines, 2001).

L'utilisation de sources radioactives pour la mesure de densité est donc de nos jours parfaitement intégrée au processus de contrôle. La grande multitude d'applications

industrielles confirme la qualité de ces appareils et la précision de leur mesure. C'est également la technique de mesure de densité que nous avons utilisée dans ce projet.

2.4. Dernières remarques

Le drainage minier acide est une préoccupation majeure en environnement minier, son traitement conduit à la génération de boues qui sédimentent et se consolident dans des bassins dont il faudra assurer la gestion pendant des années. Le contrôle de ce processus exige l'utilisation de techniques modernes pour la mesure des densités, c'est pourquoi on utilise des nucléodensimètres précis.

Toutes ces connaissances sont nécessaires à une bonne compréhension des enjeux de ce projet, dont on peut rappeler qu'il s'agit du comportement hydromécanique des boues de traitement des eaux de mines.

Chapitre 3 DESCRIPTION DU MONTAGE

3.1. Préambule

Un des principaux objectifs prioritaires de ce projet de maîtrise est la mise au point d'un système expérimental pour suivre les caractéristiques de grands volumes de boues lors de la sédimentation et de la consolidation. Les travaux préliminaires de Bédard *et al.* (1997) sont à l'origine de ce projet (voir aussi Bédard, 1997). Plusieurs éléments qui constituaient alors le montage expérimental ont d'ailleurs été réutilisés mais c'est dans un esprit d'amélioration que nous avons repris chaque élément afin d'étudier les bonifications que nous pouvions lui apporter.

Dans ce chapitre, nous allons décrire le montage expérimental et ses différents éléments pour ensuite nous attacher à présenter, dans le détail, les trois techniques de mesure utilisées pour évaluer la pression interstitielle, la position de l'interface de sédimentation et la densité des boues. La procédure des essais utilisée pour réaliser nos expériences se retrouve en Annexe A0 (voir CD joint au mémoire).

3.2. Présentation générale du montage

La figure 3-1 montre le montage expérimental global tel qu'il est installé au laboratoire de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers.

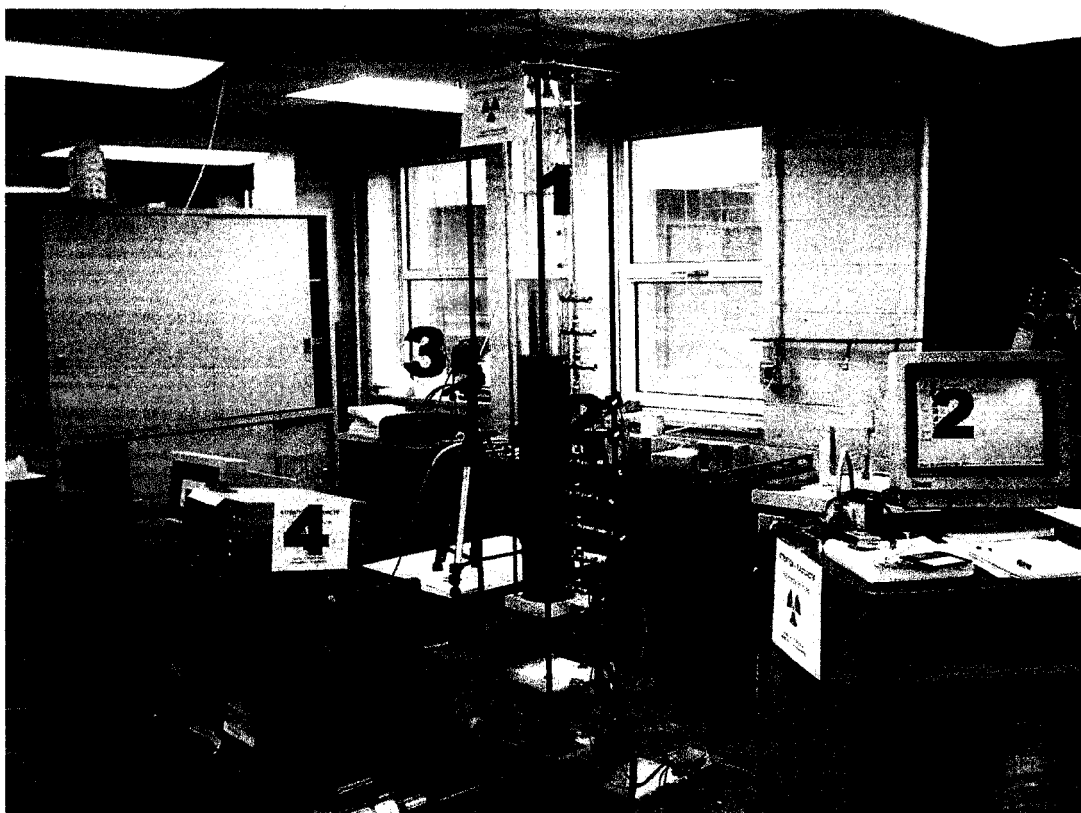


Figure 3-1 : Montage expérimental

Quatre éléments principaux composent le montage :

- 1) La colonne et son support avec plateau ajustable motorisé (système d'essai et système de mesure) ;
- 2) Les capteurs de pression et le système d'acquisition de données ;
- 3) La prise de photographie pour le suivi du niveau de l'interface de sédimentation ;
- 4) Le système de mesure de la densité ;

Le plan détaillé de la colonne et de son support est présenté en Annexe A1 (voir CD joint au mémoire).

Les trois derniers éléments présentés sur la figure 3-1 seront décrits dans la suite de ce document. Nous allons d'abord parler de la colonne et de son support de montage.

La colonne, d'une hauteur de 180 cm, est en plexiglas transparent afin de permettre le suivi visuel de l'évolution des boues. Son diamètre intérieur est de 152 mm et son épaisseur de paroi est de 6,8 mm. On utilise la colonne verticalement. Le fond est fermé par une plaque carrée (20 cm de côté et 4 cm d'épaisseur) de plastique HMW comportant une rainure circulaire avec un joint torique en caoutchouc sur lequel vient s'appuyer la colonne. Cette plaque est équipée d'un trou de vidange fileté d'un diamètre de 25,4 mm à l'intérieur duquel on visse un tuyau en plastique équipé d'une valve en laiton et d'un tube en caoutchouc qui permettent de vider le contenu de la colonne lorsque nécessaire (figure 3-2).

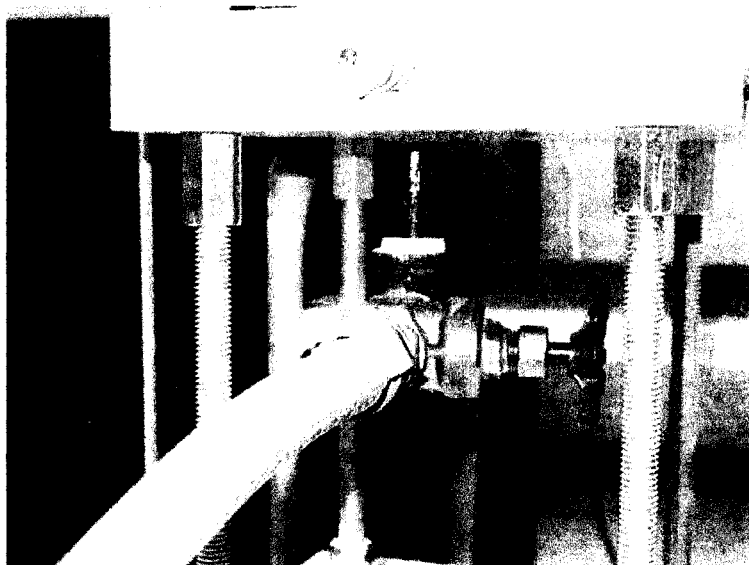


Figure 3-2 : À la base de la colonne d'essai : tiges de support et valve de vidange couplée à un tuyau d'évacuation des boues.

La plaque est également traversée dans son épaisseur par un réseau en croix placé symétriquement par rapport au centre. Ce réseau comprend une entrée filetée sur un des côtés de la plaque et, sur sa surface interne, six trous filetés qui sont équipés d'une buse anti-retour. Ces buses permettent d'envoyer de l'air comprimé à l'intérieur de la colonne (figure 3-3).

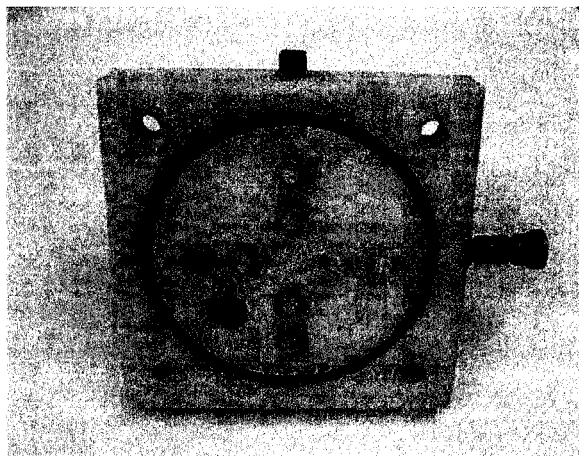


Figure 3-3 : Détail de la plaque à la base de la colonne du système d'essai. Joint torique, trou de vidange et buses (x 8) pour l'expulsion de l'air comprimé dans la colonne.

Sur le dessus de la colonne, on place une autre plaque identique (percée en son centre) d'un diamètre égal à celui de la colonne. C'est par cette extrémité que l'on place la boue dans la colonne. Un bouchon peut éventuellement être mis en place sur le dessus de la plaque afin d'éviter toute projection lors du brassage du mélange.

Sous la colonne principale, on trouve une seconde colonne de 20 cm de hauteur (même matériau et même épaisseur). Cette colonne est fermée par deux plaques percées et qui font usage d'entrée et de sortie de la colonne. Nous l'appelons colonne de calibration (figure 3-4).

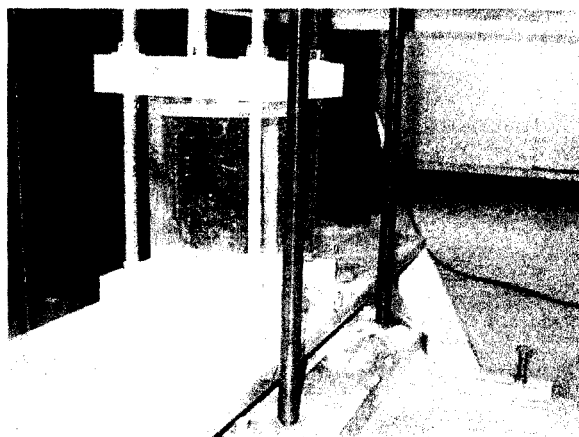


Figure 3-4 : Colonne de calibration placée à la base du système d'essai.

Nous verrons plus loin l'utilisation de cet élément du montage. Ces deux colonnes sont reliées entre elles par un système de tiges et boulons qui traversent les quatre plaques et qui permettent d'assurer la liaison et la rigidité de l'ensemble. En partant du bas du montage, on a donc la colonne de calibration suivie d'un espace vide (20 cm de hauteur) qui comprend le système de vidange, et enfin, la colonne d'essai. Cet élément est fixé à sa base sur une plaque d'aluminium de 25 cm de largeur et 90,5 cm de longueur montée sur deux plaques verticales qui servent de supports au montage (figure 3-5).

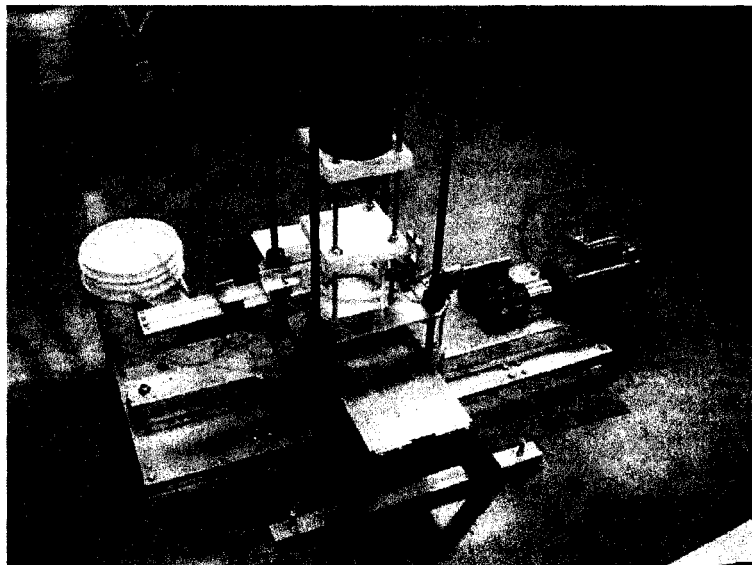


Figure 3-5 : Support du système de mesure avec le moteur et base du système d'essai.

Ces supports sont tous deux équipés, à leur base, de deux vis ajustables qui permettent de régler la position du système et de s'assurer qu'il est bien à niveau par rapport à l'horizontale et à la verticale. Nous appelons l'ensemble des colonnes, tiges et pieds de support le système d'essai.

Le système d'essai est incorporé dans un deuxième système, le système de mesure. Ce système est composé à sa base de deux poutrelles en I posées sur le sol du laboratoire, d'une plaque d'aluminium de 45,5 cm de largeur et de 132 cm de

longueur. Sur cette plaque est placée un moteur à courant alternatif (caractéristiques en Annexe A2, voir CD joint au mémoire) qui est relié à un réducteur de vitesse (10:1) et à une chaîne en acier qui permet de faire tourner quatre tiges d'acier filetées (figure 3-6).

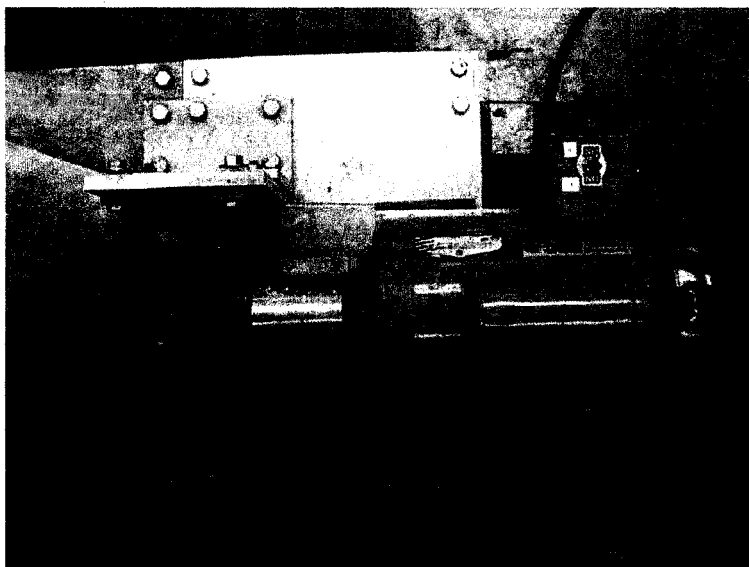


Figure 3-6 : Moteur et réducteur placés au bas de la colonne.

Sur ces quatre tiges, d'une hauteur de 218 cm et fixées à une plaque carrée percée à leur extrémité supérieure (figure 3-7), on a intégré un support mobile en aluminium (figure 3-8). Le mouvement en rotation simultanée des quatre tiges (actionnées par le moteur) permet au support de se déplacer le long des tiges, vers le haut ou vers le bas selon le sens de rotation. La vitesse de déplacement du support est de 0,7 cm/s (42 cm/min). À l'opposé du moteur, sur la plaque centrale, la chaîne de liaison passe également par un engrenage qui peut être équipé d'une poignée afin de pouvoir déplacer le système manuellement si nécessaire. Nous verrons plus loin l'utilité de ce plateau mobile.



Figure 3-7 : Plaque de support supérieure des tiges filetées et filins posés pour stabiliser la colonne

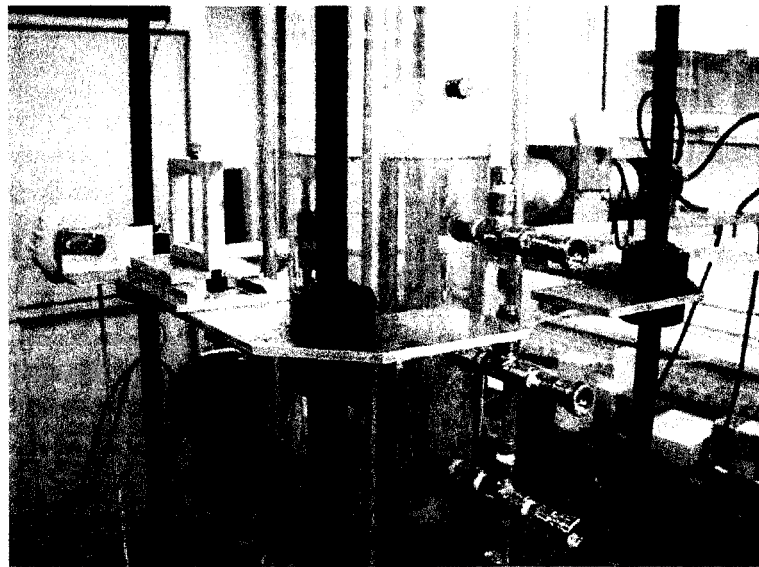


Figure 3-8 : Support mobile et accouplements de mesure de la pression d'eau

Il est important de mentionner que le système de mesure est assez lourd et que le moteur peut générer de grandes vibrations. C'est pour cette raison que les deux

systèmes (essai et mesure) sont physiquement séparés, afin de ne pas propager les vibrations dans la colonne d'essai, ce qui pourrait avoir des conséquences néfastes sur un essai de sédimentation et/ou de consolidation.

La taille importante des tiges du système de mesure constitue une autre limitation. Le système présente une légère rotation de sa plaque supérieure par rapport à la base. Les côtés du support mobile ne peuvent alors rester parallèles aux côtés de la base et de la plaque supérieure et, par conséquent, du système d'essai. Pour y remédier, on maintient la plaque supérieure à la bonne position à l'aide de quatre filins de cuivre reliés de chaque extrémité de la plaque à un point fixe du laboratoire (figure 3-7). On tend plus ou moins chaque fil jusqu'à ce que l'excentricité naturelle soit annulée. Cet ajustement est important pour la mesure de densité dans la colonne.

Afin d'assurer une lubrification optimale des tiges filetées et des liaisons mécaniques tiges/plaque mobile, chaque tige est équipée d'un système d'autograissage (figure 3-9). Enfin, un ruban à mesurer est monté sur le plateau mobile afin de connaître son élévation (figure 3-10).

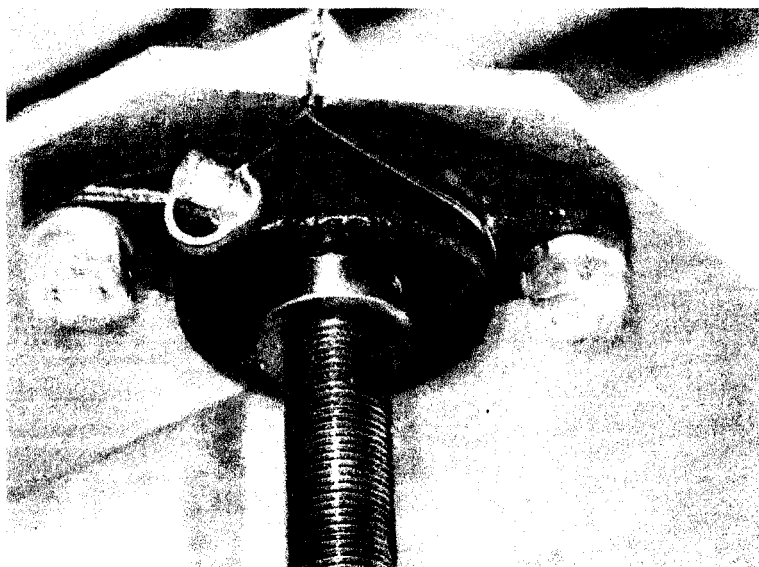


Figure 3-9 : Système de lubrification incorporé en haut des tiges filetées.

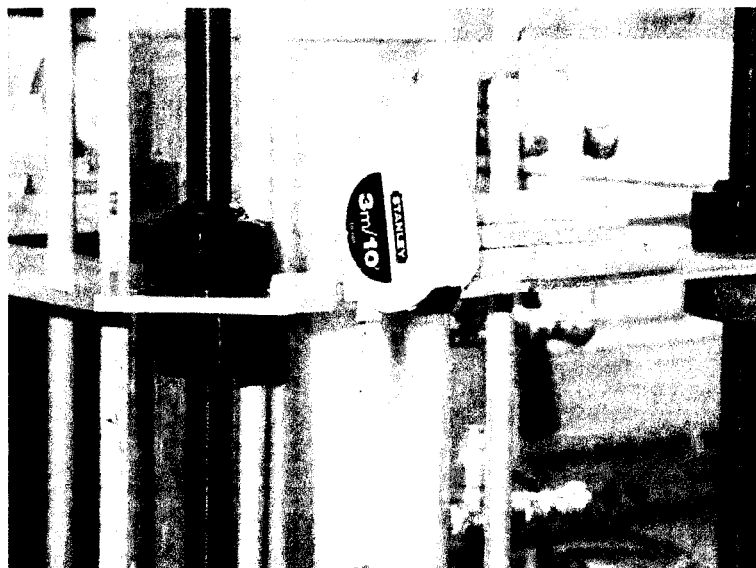


Figure 3-10 : Rubans à mesurer la hauteur du plateau mobile

Présentons maintenant les différents éléments de mesure incorporés au montage.

3.3. Mesure de la pression

La mesure de la pression interstitielle de l'eau dans un milieu poreux particulière (boues, sols, rejets miniers, etc.) est un élément clé lors d'un essai de consolidation. Tel que présenté au chapitre 2, la pression interstitielle permet de suivre l'évolution de la consolidation dans un sol. Nous allons ici présenter le système de mesure de pression, les capteurs utilisés sur la colonne d'essai ainsi que le logiciel qui permet de stocker les données.

3.3.1. Système de mesure de la pression interstitielle

La colonne d'essai a une hauteur totale de 180 centimètres. Elle dispose de 15 orifices de 1,27 centimètre (1/2 pouce) de diamètre disposés longitudinalement sur sa paroi. Le premier orifice (orifice 0) est situé à 4 centimètres de la base et les orifices suivants sont espacés de 10 centimètres jusqu'à une hauteur de 144 (orifice 14) centimètres (4 cm, 14 cm, 24 cm, 34 cm, ..., 144 cm). Ces 15 emplacements sont

autant de points de mesure pour la pression d'eau dans la colonne. Afin de ne pas perturber l'évolution de la structure du matériau au cours des essais et de permettre à un piston de pouvoir se déplacer à l'intérieur de la colonne, il est impératif qu'aucun obstacle ne dépasse de la paroi interne du système. On a donc fileté chaque orifice (épaisseur de la paroi de la colonne : 0,63 cm – ¼ pouce) afin d'insérer un assemblage de tuyauterie en laiton. Ce tube (figure 3-11) est composé de 5 éléments :

- 1) Connexion femelle rapide qui permet de relier le tube au capteur de pression (B-QC4-B-4PM, Brass Quick Connect Body, 1/4 in. MNPT) Swagelok®
- 2) Bouchon (B-4-P, Brass Pipe Plug, 1/4 in. MNPT) Swagelok®
- 3) Tube en "T" permettant la saturation du tube et la mise en place du bouchon poreux en céramique (B-4-ST, Brass Street Tee, 1/4 in. FNPT - 1/4 in. MNPT - 1/4 in. FNPT) Swagelok®
- 4) Bouchon poreux en céramique inséré dans l'extrémité horizontale de la pièce 3 (-B0.5M2) Soil moisture Equipment Corp®.
- 5) Adaptateur pour mise en place dans l'orifice de la colonne (B-4-A, Brass Adapter, 1/4 in. MNPT - 1/4 in. FNPT) Swagelok®

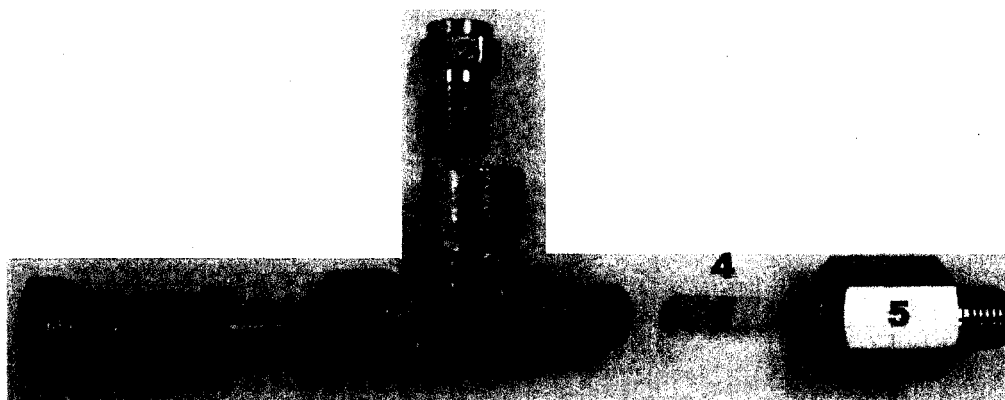


Figure 3-11 : Composantes du tube de mesure de pression d'eau (en laiton)

Le bouchon poreux permet le passage des particules d'un diamètre inférieur à 6 µm (Annexe A3, voir CD joint au mémoire) de sorte que l'eau soit capable de circuler librement du matériau au tube mais pas les grains qui constituent le sol ou la boue. Considérant que les grains et l'eau sont incompressibles, une variation de pression en

amont, même minime, sera répercutée à travers le bouchon et retransmise au capteur de pression en aval. Une parfaite saturation du tube est nécessaire pour assurer une bonne mesure des pressions. Le temps de réponse du bouchon poreux est étroitement lié à sa conductivité hydraulique mais également aux obstacles qui peuvent se présenter dans le tube de laiton (5) à l'intérieur duquel le bouchon est inséré.

3.3.2. Capteur de pression

À l'extrémité de chaque tube de pression, vissé et collé de façon permanente sur la colonne, on vient coupler le capteur de pression à l'aide d'un système « Quick Connect » Swagelok® qui offre une grande souplesse d'utilisation. Les capteurs sont des éléments fragiles qui nécessitent un soin particulier et une calibration adéquate. Il est donc souvent nécessaire de les séparer du montage pour des vérifications ou un nettoyage. La figure 3-12 présente le capteur et son système d'attache, qui comprend :

- 1) Capteur de pression Omega PX243
- 2) Adaptateur en laiton (B-4-RA-2, Brass Reducing Adapter, 1/4 in. FNPT - 1/8 in. MNPT Swagelok®)
- 3) Connexion male rapide (B-QC4-D-400, Brass Quick Connect Stem, 1/4 in. Tube, w/ Valve Swagelok®)

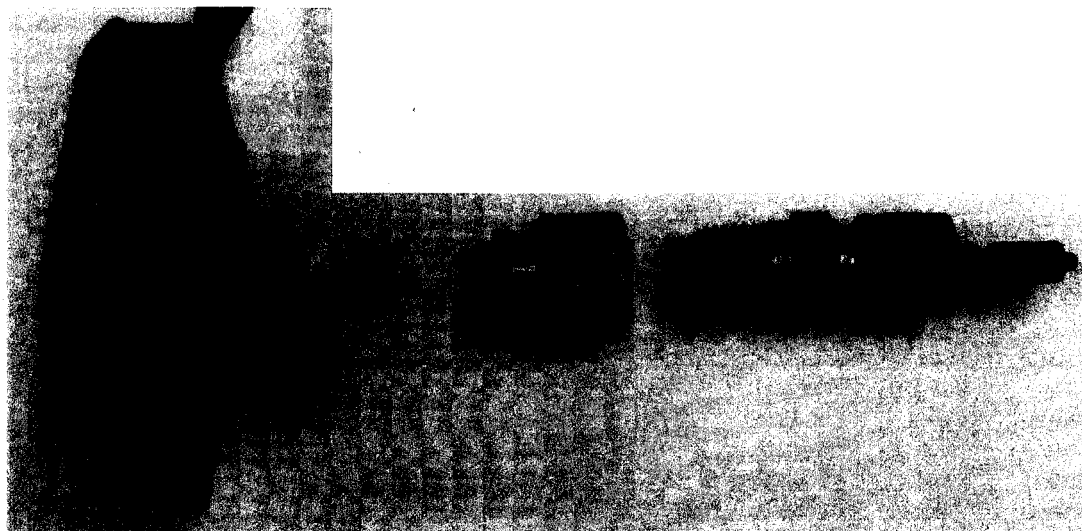


Figure 3-12 : Capteur de pression

Une hauteur utile de 100 centimètres dans la colonne permet de mettre en place un volume de matériel à tester suffisant pour nos essais. Cette hauteur utile est également nécessaire par rapport aux dimensions du laboratoire et notamment en ce qui concerne la hauteur de plafond. Dans d'autres circonstances, il serait possible d'augmenter cette hauteur utile mais pour les besoins de nos expériences, nous avons équipé seulement les orifices 0 à 6 d'un système de mesure de pression (tubes + capteur). Ces orifices, situés de 4 à 64 cm du fond de la colonne, vont permettre d'ausculter le matériel en place dès la fin de l'étape de sédimentation (en effet, on ne s'intéresse aux pressions de l'eau qu'en phase de consolidation). Les 36 centimètres séparant le plus haut capteur de l'interface supérieure du matériel dans la colonne correspondent à la zone de sédimentation.

Les capteurs Omega de la série PX243 sont déjàugés (Gage en anglais) et mesurent une pression relative à la pression atmosphérique ; c'est pourquoi une variation de la pression atmosphérique ne modifiera pas les mesures dans la colonne. Cependant, nous utilisons un capteur supplémentaire mesurant cette pression atmosphérique afin d'en surveiller les variations.

Ces capteurs sont excités par une tension continue de 8,0 V. Nous avons choisi des capteurs ayant une gamme de pression de ± 15 psi, c'est-à-dire ± 103 kPa. Étant

donné que, durant un essai de consolidation, la pression n'est jamais négative, on utilise donc une gamme de 0 à 15 psi (0 +103 kPa). Cette gamme de mesure correspond parfaitement à nos besoins puisque l'on prévoit une surcharge maximale de 80 kPa. Le capteur fonctionne à l'aide d'une membrane qui transforme la variation de pression (par rapport à la pression atmosphérique) en tension électrique. Les spécifications globales du capteur PX243 sont présentées en Annexe A4 (voir CD joint au mémoire).

3.3.3. Logiciel d'acquisition de données

Pour des essais de longue durée, comme les essais de consolidation que nous avons entrepris, il est nécessaire de relever les mesures de pression à différents niveaux dans la colonne de façon périodique et automatique. Pour ce faire, il existe des logiciels qui, lorsque combinés à des cartes électroniques de conversion analogique/numérique, permettent d'automatiser la prise de mesure selon différents besoins (fréquence, précision, stockage, alerte, etc.). Le laboratoire est équipé du logiciel Labtech Notebook (Labtech Corporation®, 2003) qui offre l'avantage d'avoir de faibles besoins en matériel et en logiciels, ce qui permet de faire tourner l'application sur un ordinateur personnel de faible puissance avec Microsoft® Windows 95, tout cela avec une grande facilité d'utilisation. L'ordinateur est équipé d'une carte de conversion analogique/numérique de type CIO-DAS 08 (Measurement Computing Corporation®, 2003) dont la fonction est de transformer le signal électrique (tension de sortie) issu du capteur en signal numérique (bits) utilisable par le logiciel (détails en Annexe A5, voir CD joint au mémoire). Afin de combler nos besoins, on a configuré la carte en mode unipolaire (0 à 10 V). La gamme de pression mesurable (0 à 103 kPa) se traduit donc par une gamme de tensions de 0 à 10 V. Le logiciel Labtech Notebook, configuré pour cette carte (donc compatible), est en mesure de lire l'information mesurée et de la traiter.

3.3.4. Calibrage des capteurs

Les capteurs de pression PX243 de Omega sont fabriqués pour fournir une certaine réponse électrique lorsqu'ils sont soumis à une variation de pression. Cependant, cette réponse peut varier dans le temps et c'est pourquoi il est nécessaire de calibrer chaque capteur avant de pouvoir l'utiliser. Pour ce faire, on mesure la réponse électrique du capteur pour des pressions appliquées connues. Cette réponse devrait prendre la forme mathématique d'une ligne droite selon la gamme de pression mesurée (figure 3-13). La pente de cette droite est une constante mais l'ordonnée à l'origine peut légèrement varier dans le temps. On peut donc déterminer une équation permettant de traduire la tension mesurée par le capteur en valeur de pression dans l'unité de notre choix. Cette équation peut être entrée directement dans le logiciel Labtech Notebook et permet d'obtenir et de stocker directement les valeurs mesurées dans l'unité retenue. Nous avons décidé d'utiliser le kilo Pascal (kPa). On trouvera en Annexe A6 (voir CD joint au mémoire) les résultats de calibration des capteurs utilisés.

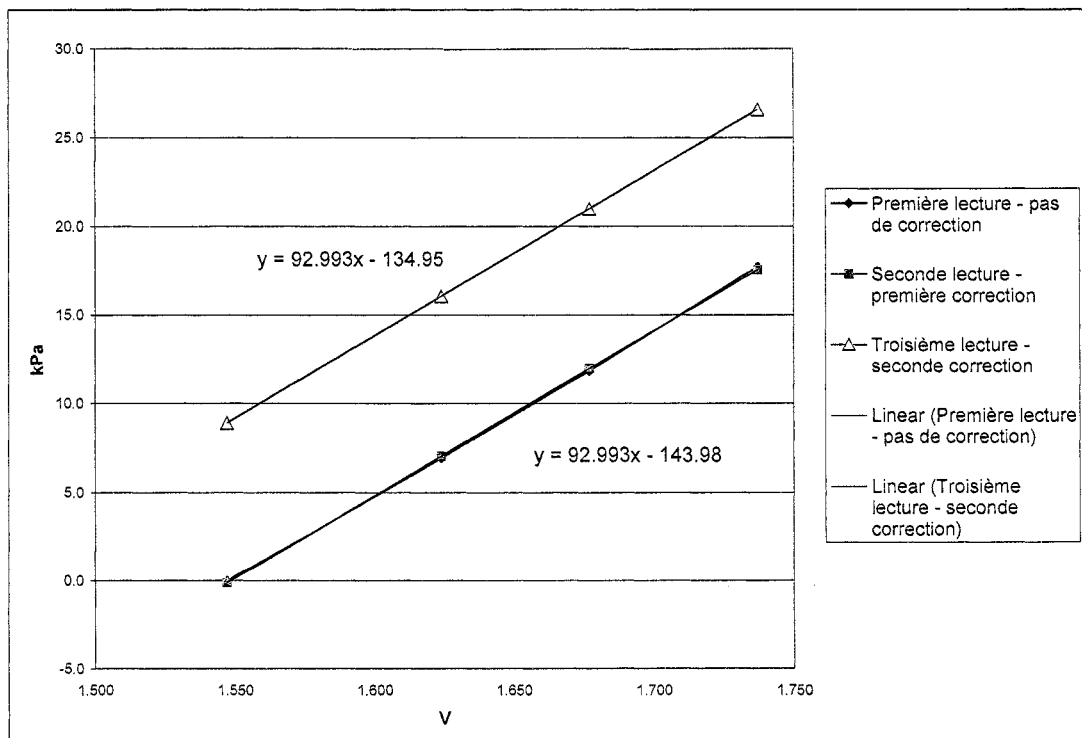


Figure 3-13 : Exemple de courbes de calibration des capteurs de pression

Une fois les capteurs calibrés, on a procédé à un essai de plusieurs jours en remplissant la colonne d'essai avec de l'eau à un niveau constant. Les résultats montrent que les capteurs ont une précision minimale de $\pm 0,2$ kPa.

3.4. Mesure de la position de l'interface de sédimentation

La position de l'interface de sédimentation du sol dans la colonne est une donnée importante qu'il faut mesurer en continu durant un essai.

Étant donné la durée des essais, il est nécessaire d'automatiser partiellement cette tâche. Avec la grande évolution technique dans le domaine de l'imagerie numérique, un certain nombre d'outils sont désormais disponibles. On a choisi de faire des clichés de l'interface à l'aide d'une caméra numérique Logitech Clicksmart® 510 dont les caractéristiques sont présentées en Annexe A7 (voir CD joint au mémoire). Cette caméra, utilisée conjointement avec le logiciel ConquerCam®, permet de capter des images selon une fréquence définie à l'avance. On peut donc suivre l'évolution de la hauteur de l'interface en photographiant la colonne d'essai à intervalle régulier, au niveau de l'interface de sédimentation, sur laquelle on a collé un ruban à mesurer (figure 3-14). L'appareil est disposé sur un pied de caméra (figure 3-15). Ce type de caméra présente toutefois des caractéristiques techniques limitées, notamment en ce qui concerne le zoom. La Clicksmart® 510 n'est pas équipée d'un zoom optique ou numérique et le champ de prise de vue est limité si l'on veut maintenir une qualité d'image suffisante pour pouvoir visualiser les graduations du ruban à mesurer. Il est aussi important que l'interface demeure toujours dans l'axe de la caméra avec une tolérance de ± 10 degrés (figure 3-16). Une image de l'interface prise alors que l'interface en question se trouve à un angle supérieur ± 10 degrés par rapport à l'axe de l'objectif de la caméra sera difficilement analysable sans augmenter le risque d'erreur de mesure. On voit sur les figures 3-17 et 3-18, une démonstration de ce type de problème. Au moment de l'analyse, on lira une hauteur d'interface avec une certaine erreur en raison de l'effet d'optique lié au décalage de l'axe de l'objectif de la caméra. Pour palier à ce type de problème, il faut déplacer le pied de la caméra au fur et à mesure de l'évolution de la hauteur de l'interface. En phase de sédimentation

pure, le délai est relativement court et il augmente lorsque la consolidation devient prédominante dans la colonne.

Les images sont stockées puis analysées avec un logiciel de visualisation des images (disponible sur toutes les versions de Microsoft Windows®). La hauteur de l'interface est notée pour un traitement futur.



Figure 3-14 : Exemple de prise de vue d'une mesure de l'interface de sédimentation

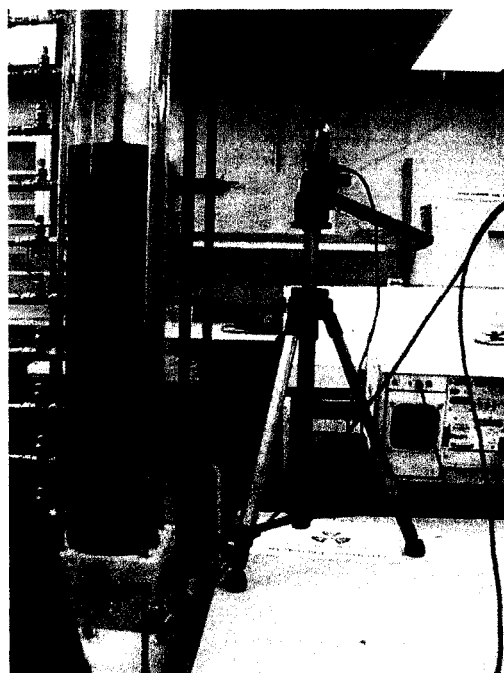


Figure 3-15 : Mesure de l'interface de sédimentation par caméra numérique

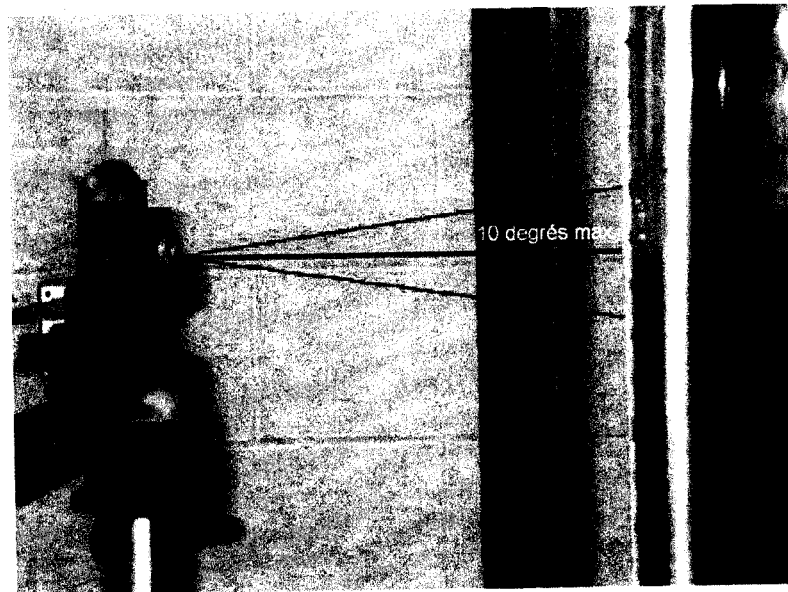


Figure 3-16 : Angle maximal de prise de vue

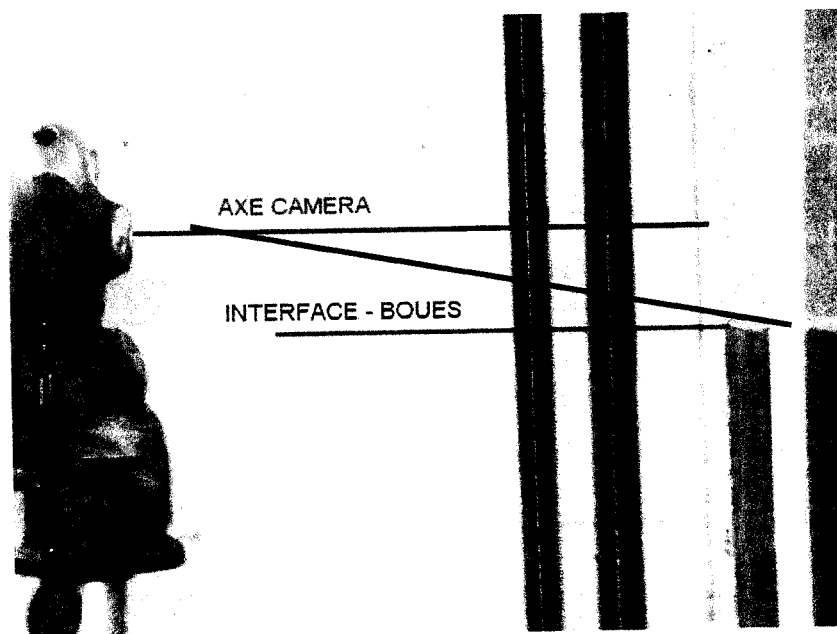


Figure 3-17 : Mauvais positionnement de l'axe de l'objectif de la caméra, angle $> 10^\circ$

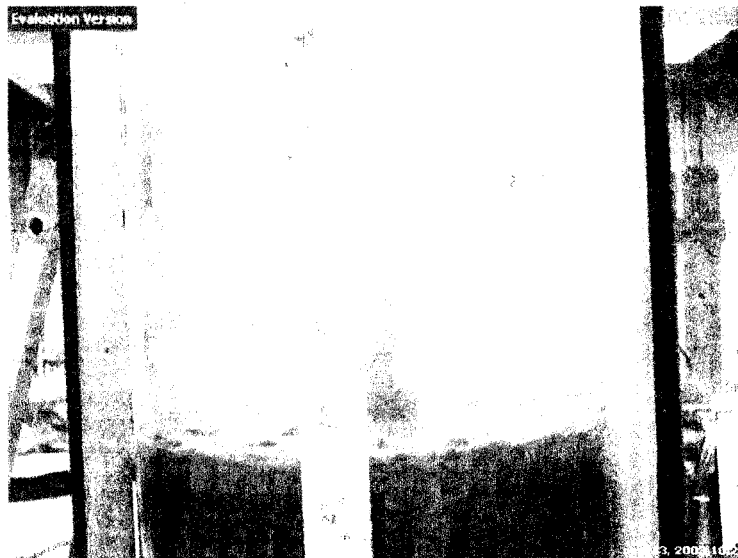


Figure 3-18 : Analyse d'un cliché pris avec un angle $> 10^\circ$

3.5. Mesure de la densité

3.5.1. Préambule

Mesurer la densité d'un échantillon de grande dimension de façon non destructive représente un défi en soi. La technologie nucléaire a permis de développer, au début des années 1980, des systèmes de mesure à l'aide de rayons X pour des essais de consolidation. Bedard *et al.* (1997) ont utilisé des rayons gamma pour le même type de mesures. Nous rappellerons brièvement les origines de la technique et de son application à Polytechnique. Puis, nous présenterons une description de la source radioactive utilisée dans le cadre de nos expériences ainsi que la théorie de la mesure de la densité. Enfin, nous appuierons la théorie par la présentation d'une série de tests et de validations.

3.5.2. Origines de la technique

Comme on l'a vu au chapitre 2, on retrouve dans la littérature plusieurs expériences de sédimentation et de consolidation utilisant une source radioactive pour mesurer la densité du sol.

Par exemple, Been & Sills (1981) ont utilisé une source de rayons X lors de plusieurs essais sur des argiles. Leur travail s'attaquait alors à comparer les profils de densité obtenus expérimentalement avec des modèles théoriques (figure 3-19).

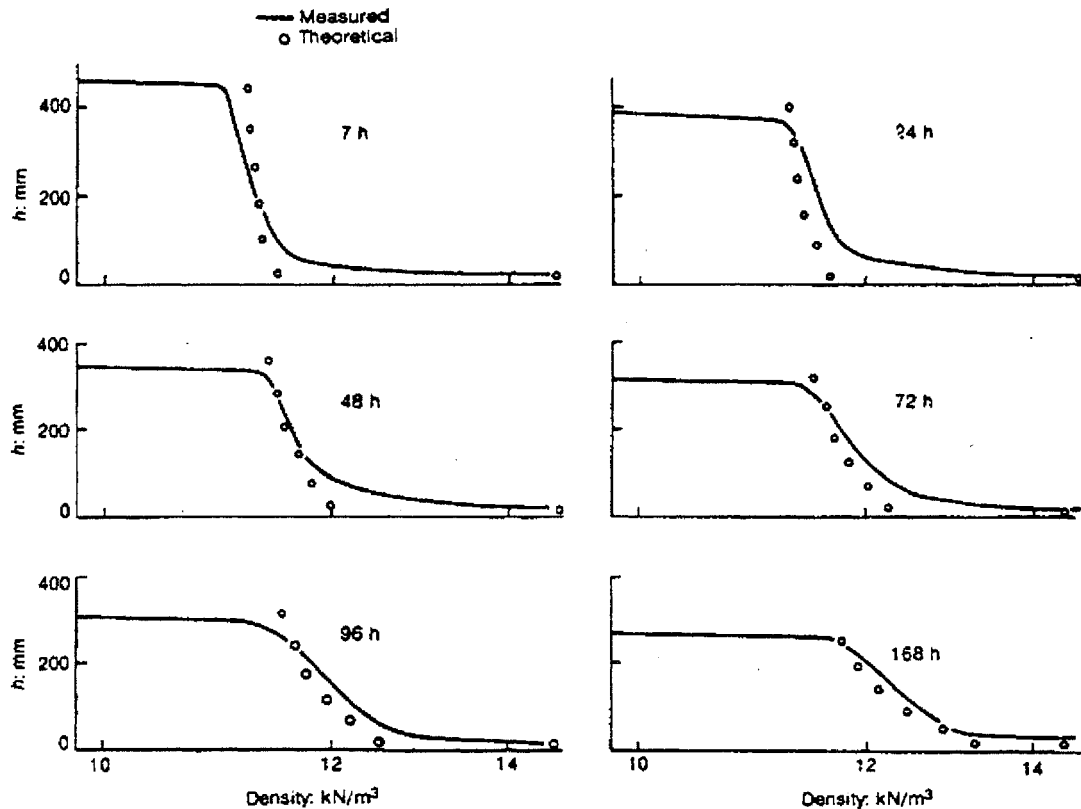


Figure 3-19 : Valeurs prévues et prédites de la densité sur des argiles lors des essais de consolidation (Tiré de Been & Sills, 1981)

De Campos *et al.* (1994) ont pour leur part effectué des expériences du même type sur des boues rouges d'alumineries dont la densité de pulpe variait de 9 % à 19 % ($15 < e < 34$). En raison de la quantité élevée de fer (48 % massique) dans ce type de

rejets, la densité des boues peut atteindre $3,5 \text{ g/cm}^3$. La mesure de densité était également réalisée à l'aide d'un système de rayons X. Les auteurs de cette étude ont montré que la densité des boues rouges dans la colonne était uniforme initialement, puis augmentait progressivement dans le fond de la colonne en raison de la sédimentation des particules grossières. À la fin du test, on retrouvait une couche de boue à la base de la colonne. La pression interstitielle était également mesurée et permettait de suivre les phases de consolidation. La figure 3-20 montre une partie de ces résultats. On observe l'évolution de la densité des boues dans le temps. Au temps $t=2\text{h}$, la densité est constante sur toute la hauteur de l'échantillon. Au temps $t=331\text{h}$, il y a une grande variation de la densité sur l'échantillon consolidé entre l'interface boue-eau (10 kN/m^3) et le fond de l'échantillon (14 kN/m^3). Les pressions interstitielles en excès mesurées sur la même période de temps montrent qu'au temps $t=2\text{h}$, les pressions augmentent linéairement du haut vers le bas de l'échantillon. Au temps $t=331 \text{ h}$, les pressions en excès ont disparues dans l'échantillon, indiquant l'équilibre de la consolidation.

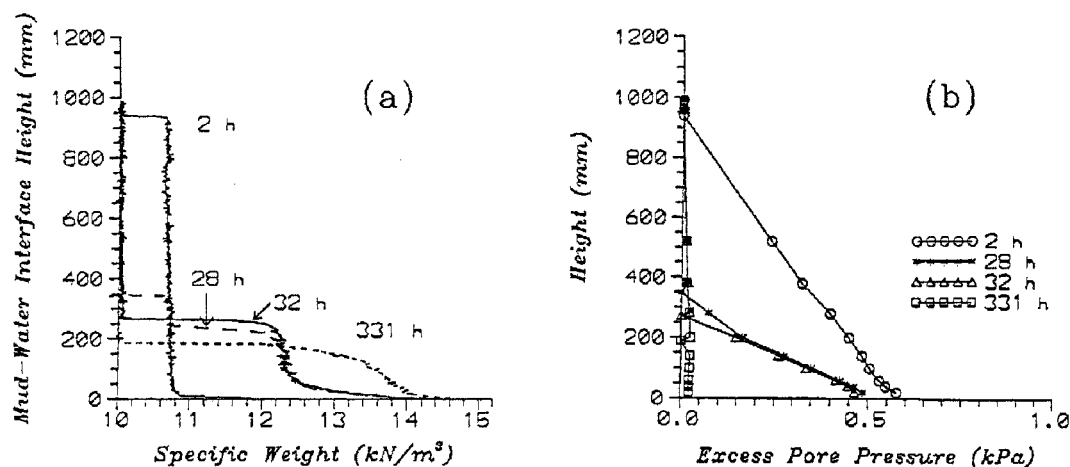


Figure 3-20 : Résultats d'essai de sédimentation et consolidation des boues rouges (Tiré de De Campos *et al.*, 1993)

C'est en partant de ces deux études que le principe de mesure de densité par radioactivité a été repris à Polytechnique. Catherine Bédard (1997), dans le cadre de son projet de fin d'études (réalisé avec M. Aubertin et G. Kennedy), a alors utilisé avec

succès la technique par transmission de rayons gamma (voir aussi Bédard *et al.*, 1997). Ses travaux sont à l'origine de ce projet de maîtrise.

3.5.3. Description de la source radioactive

La source radioactive utilisée est préparée à partir d'une poudre d'oxyde de samarium (Sm_2O_3). Le samarium a plusieurs isotopes, dont le ^{152}Sm (26,7% des atomes de Sm). Mise en place dans le réacteur nucléaire Slowpoke de Polytechnique (Annexe A8, voir CD joint au mémoire), la source est bombardée de neutrons pendant une durée qui est fonction de l'activité recherchée. Lorsque le noyau d'un atome de ^{152}Sm est frappé par un neutron, il peut le capter pour être transformé en ^{153}Sm . Cette réaction nucléaire s'écrit de la façon suivante :



Le ^{153}Sm est radioactif et il a une demie-vie de 46,7 h ($t_{1/2}=46,7\text{h}$). Lorsqu'un atome de ^{153}Sm se désintègre, il peut émettre plusieurs sortes de rayonnement. Le tableau 3-1 montre que trois possibilités peuvent se présenter. Chaque transformation a pour origine l'émission d'un rayon β (transformation d'un neutron du noyau en proton) accompagné, selon le cas, d'un électron de conversion interne (e^-), d'un rayon gamma ou d'aucun autre rayon. Au final, on obtient un atome d'Europium ^{153}Eu .

Le tableau 3-1 résume les trois situations et la probabilité qu'elles se produisent. La figure 3-21 montre le spectre d'énergie d'une source de ^{153}Sm . Les pics entre 40 et 50 keV sont des rayons X émis à la suite de l'émission d'électrons de conversion interne.

Tableau 3-1 : Probabilités des rayonnements issus de la désintégration du ^{153}Sm

$^{153}\text{Sm} \Rightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta + e^- \Rightarrow$	51%
$^{153}\text{Sm} \Rightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta + \gamma \Rightarrow$	28%
$^{153}\text{Sm} \Rightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta \Rightarrow$	21%

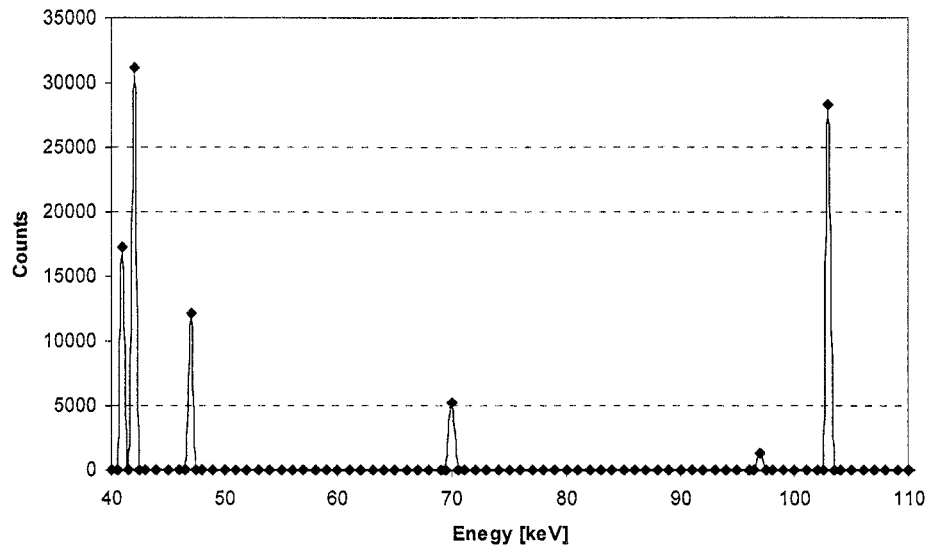


Figure 3-21 : Spectre d'énergie d'une source de ^{153}Sm (Tiré de PEDRONI, L., 2003)

Dans le cas où le ^{153}Sm donne un rayon gamma, il a alors une énergie de 103keV. C'est ce type de rayonnement que nous allons chercher à détecter au travers de la colonne d'essai.

Le nombre d'atomes ^{153}Sm produit lors du bombardement se calcule selon l'équation suivante :

$$N = \Phi \times M \times t \times \sigma \times \theta \quad (3-2)$$

avec

- N (sans unité) est le nombre d'atomes ;
- Φ ($\text{cm}^{-2}.\text{s}^{-1}$) est le flux de neutrons du réacteur, dans notre cas, pour le réacteur nucléaire de Polytechnique, $\Phi=5 \times 10^{11} \text{ cm}^{-2}.\text{s}^{-1}$;
- M (atomes) est le nombre d'atomes de samarium ^{152}Sm ;
- t (s) est le temps d'exposition ;

- σ est la probabilité qu'un neutron frappe un atome, en fonction de la surface de l'atome. Dans notre cas, $\sigma = 208 \times 10^{-24} \text{ cm}^2$;
- θ est le coefficient d'abondance isotopique, dans notre cas $\theta = 0,26$.

L'activité se déduit ensuite de ce résultat, suivant l'équation suivante (Cork, 1960) :

$$A = \lambda \cdot N \quad (3-3)$$

avec

- A est l'activité (Bq) ;
- λ est la constante de désintégration ($\lambda = \frac{\ln 2}{t_{1/2}}$), avec $t_{1/2} = 46,7 \text{ h}$;
- N est le nombre d'atomes (selon l'équation 3-2).

3.5.4. Théorie de la mesure de densité

On détermine l'activité de la source en fonction de la précision que l'on souhaite obtenir lors des mesures. En effet, le rayonnement de la source radioactive comme le Samarium suit une loi de Poisson. Cette loi statistique décrit des événements fort rares, dont la probabilité p est très faible et tend vers zéro. Toutefois, la valeur moyenne np tend vers une valeur fixe lorsque n tend vers l'infini. Mathématiquement, l'écart-type d'une loi de Poisson est défini comme étant la racine carrée de la moyenne.

Dans notre cas, la précision de la mesure est donnée par le rapport de l'écart-type sur la moyenne.

Nous avons opté pour des mesures avec une précision d'environ 1 %, c'est-à-dire un écart-type de 1 % sur le nombre de rayons gamma détectés, N_d . On en déduit la quantité de rayonnement nécessaire par l'équation suivante :

$$\frac{\sqrt{N_d}}{N_d} = \frac{1}{\sqrt{N_d}} = 1\% \quad (3-4)$$

Ce qui signifie qu'il faut un nombre de rayons gamma détectés, N_d , de 10 000 (selon l'équation 3-4) pour avoir une précision de 1 %. Nous devons donc ajuster N , le nombre d'atomes (selon l'équation 3-3) afin que le récepteur reçoive au moins 10 000 rayons gamma.

L'équation suivante nous permet de déterminer, théoriquement, la quantité de rayons détectés (Moens, 1981 ; Knoll, 2000).

$$N_d = N_0 e^{-k_a d \rho} \quad (3-5)$$

avec

- N_d est le nombre de rayons détectés ;
- N_0 est le nombre de rayons émis par la source en direction du détecteur ;
- k_a est le coefficient d'absorption massique de l'échantillon (L^2/M) ;
- d est l'épaisseur de l'échantillon traversé (L) ;
- ρ est la densité de l'échantillon (M/L^3).

Afin de déterminer l'activité de Samarium dont nous avons besoin, nous devons partir du chiffre de 10 000 rayons gamma et remonter jusqu'à la source à l'aide des équations 3-2, 3-3 et 3-5.

Prenons le cas de l'eau distillée dont la densité est connue (1 g/cm^3). Un échantillon est placé dans notre colonne d'essai de diamètre moyen de 15,27 cm. Son coefficient d'absorption massique k_a vaut $0,170 \text{ cm}^2/\text{g}$ (nous reviendrons en détail plus loin sur le calcul de ce coefficient). Si l'on veut obtenir $N_d = 10\,000$, alors on peut en déduire N_0 en utilisant l'équation 3-5:

$$N_0 = \frac{N_d}{e^{-k_s d \rho}} = \frac{10000}{e^{-0.170 \times 15,27 \times 1}} \approx 134086$$

Par conséquent, la source doit émettre théoriquement un minimum de 134 086 rayons gamma en direction du récepteur. En effet, la source émet dans toutes les directions et le nombre total de rayons émis se déduit du rapport entre la surface A_0 du récepteur (rayon de 1,27 cm) et la surface A_s de la sphère qui entoure la source (rayon de 19 cm jusqu'au récepteur) :

$$\frac{N_0}{N_{0total}} = \frac{A_0}{A_s} = \frac{\pi \times 1,27^2}{4 \times \pi \times 19^2} = 1,12 \times 10^{-3}$$

La source doit donc émettre $N_{0total} \approx 120\,044\,754$ rayons gamma.

Comme on l'a dit précédemment, ces rayons gamma ne représentent qu'une proportion de tous les rayons émis (28 %). De plus, l'activité de la source étant un nombre de désintégration par seconde, il faut définir une durée pour la mesure. On choisit 10 s pour la mesure avec de l'eau. Par conséquent :

$$N_{0total} = A \times t \times 0,28 \Rightarrow A = \frac{N_{0total}}{t \times 0,28} = \frac{120044754}{10 \times 0,28} \approx 42873126$$

L'activité de la source doit donc être de 42,9 MBq environ.

La densité des boues que nous allons tester est supérieure à celle de l'eau. Cette augmentation de la densité nécessite que les mesures durent plus longtemps (on a choisi arbitrairement une durée de 40 s au lieu de 10 s) pour être certain d'avoir 10 000 rayons gamma. La figure 3-22 montre l'évolution de l'activité de la source en fonction de la densité avec ces nouveaux éléments.

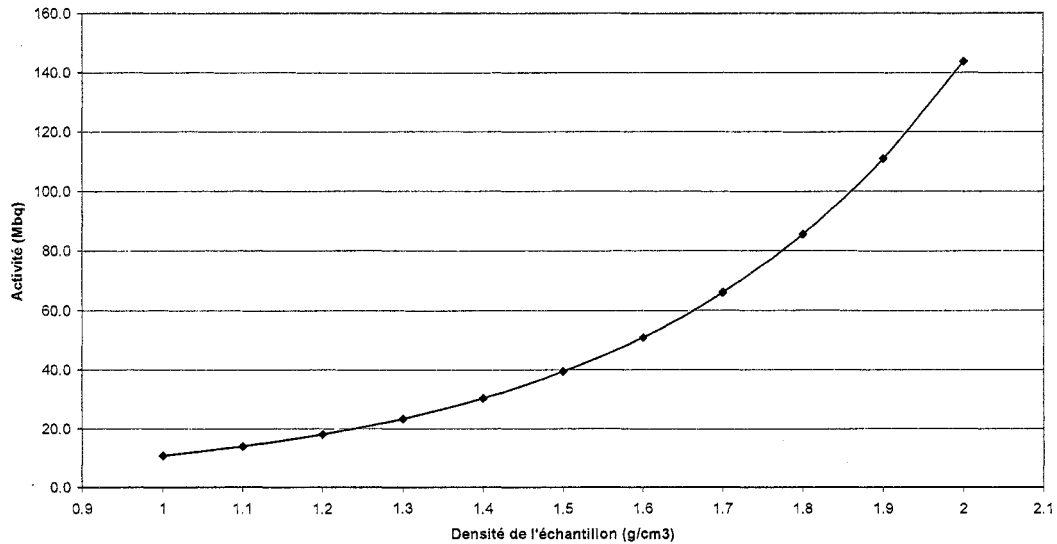


Figure 3-22 : Mesures effectuées pour la détermination de l'activité de la source de Samarium

Dans ce cas, on voit qu'au maximum, la source doit avoir une activité de 144 MBq. Toutefois, le permis de manipulation des sources radioactives prévoit que les sources ont une activité maximale de 40 MBq (voir Annexe A9, voir CD joint au mémoire). Si on utilise une source de 40 MBq avec une boue de densité 2 et un temps de mesure de 40s, la précision de la mesure est alors :

$$N_{0total} = A \times t \times 0,28 = 40 \cdot 10^6 \times 40 \times 0,28 = 448 \cdot 10^6$$

$$N_0 = \frac{A_0}{A} \times N_{0total} = \frac{\pi \times 1,27^2}{4 \times \pi \times 19^2} \times 448 \cdot 10^6 = 500401$$

$$N_d = N_0 \times e^{-kdp} = 500401 \times e^{-0,170 \times 15,27 \times 2} \approx 2783$$

On détecte donc 2783 rayons gamma (au lieu de 10 000). Or, cette mesure donne une précision de 1,9 % ou ± 53 rayons gamma (selon l'équation 3-4). On obtiendrait donc avec 2836 rayons gamma détectés (2783 + 53), une densité de 1,993, soit une erreur de 0,4 % (selon l'équation 3-5).

Nous considérons que cette erreur est acceptable et, par conséquent, nous pouvons travailler avec des sources de 40MBq afin de nous conformer au permis d'utilisation de sources radioactives. Enfin, il faut préciser qu'une densité relative de boue de 2 équivaldrait à une densité de pulpe de 73 %, ce qui est tout à fait improbable selon les techniques de production utilisées dans l'industrie.

3.5.5. Tests et validation de la mesure de densité sur mini colonnes

Afin de vérifier la mesure de densité ainsi que la validité du modèle de prédiction, nous avons procédé à des essais de laboratoire le 4 juin 2002, dans les locaux de Génie Physique de Polytechnique. Plusieurs échantillons de densité variable ont été préparés et analysés en utilisant, entre autres, des boues BHD.

Description des échantillons

Boues BHD

Les boues BHD ont été mises à la disposition de la Chaire par la mine Doyon (Abitibi, Québec) lors d'une visite industrielle, le mercredi 29 mai 2002. Ces boues contiennent un flocculant de type Percol et ont été collectées directement sur le parc de stockage des boues dans deux chaudières. À l'ouverture des chaudières, on observe environ deux pouces d'eau claire en surface qui témoignent de la sédimentation et de la consolidation des boues lors du transport. L'analyse par Étienne Bélanger, technicien, donne une porosité de 65 %, une teneur en eau massique de 45,82 % (Annexe A10, voir CD joint au mémoire) et une densité des solides de 3,412 g/cm³ (Annexe A11, voir CD joint au mémoire). Les essais doivent simuler la sédimentation d'une boue, au départ homogène, dans une colonne de 1,8 m. La densité sera variable en fonction du temps et de la hauteur. On a préparé quatre échantillons de densités différentes que l'on placera dans des colonnes miniatures afin de vérifier que les rayons gamma nous permettent effectivement de calculer cette densité.

Une partie de la boue est versée dans la colonne miniature utilisée pour le montage. Étant donné sa texture très caoutchouteuse, il est difficile de la compacter et il reste des vides d'air entre ses pores. On a utilisé une table vibrante et un mortier pour

homogénéiser la boue dans la colonne. La densité de cette boue à l'état initial est de $1,55 \text{ g/cm}^3$. À partir de cette valeur connue de densité, on a préparé trois autres échantillons en multipliant, à chaque fois, le volume total par deux. On prend au départ la même quantité de boue et on complète avec de l'eau déminéralisée pour obtenir le volume final désiré. Cela nous permet d'obtenir trois mélanges de boue de densités respectives $1,27 \text{ g/cm}^3$, $1,14 \text{ g/cm}^3$ et $1,07 \text{ g/cm}^3$ (Annexe A12, voir CD joint au mémoire). Avant de verser les boues dans la colonne d'essai, il faut les mélanger mécaniquement pendant plusieurs minutes afin de les homogénéiser au mieux.

Bentonite

On a préparé également quatre mélanges en ajoutant à un volume d'eau connu de la bentonite (densité relative des grains D_r de $2,77 \text{ g/cm}^3$). On obtient des échantillons avec les densités (masse volumique totale) ρ_T suivantes : $1,014 \text{ g/cm}^3$, $1,034 \text{ g/cm}^3$, $1,055 \text{ g/cm}^3$, $1,075 \text{ g/cm}^3$ (Annexe A13, voir CD joint au mémoire).

Eau

Afin d'avoir une référence absolue, on utilise de l'eau déminéralisée (1 g/cm^3).

Description du montage d'essai

Le montage expérimental a été préparé en collaboration avec le Dr. Greg Kennedy, chercheur au Département de Génie Physique de Polytechnique.

On a placé les échantillons dans deux colonnes en plexiglas transparent de diamètre identique à la colonne de six pieds utilisée pour les essais futurs. La mesure de densité s'effectue à l'aide d'une source de rayon gamma : de l'oxyde de Samarium. Cette poudre, en forme de disque de diamètre 6 mm et d'épaisseur 2 mm, est placée dans un réceptacle rectangulaire en bois recouvert de plomb permettant l'émission de rayons gamma sur une seule de ses faces au travers d'un trou de diamètre 12 mm (figures 3-23 et 3-24).

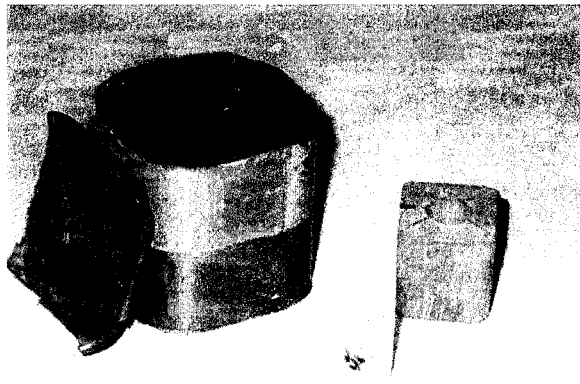


Figure 3-23 : Poudre d'oxyde de Samarium dans un contenant en plastique, support en bois et réceptacle en plomb

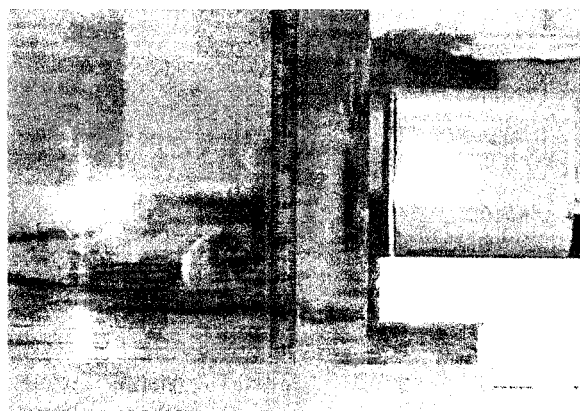


Figure 3-24 : Base de la colonne et réceptacle en plomb de la source d'oxyde de Samarium posée sur un support en bois

On cherche à obtenir un rayon le moins diffus possible afin qu'il puisse traverser la colonne horizontalement. Placé face à cet émetteur, de l'autre côté de la colonne, un tube récepteur permet de mesurer la quantité de rayons gamma qui traverse la colonne et ce qu'elle contient.

Le faisceau de rayons gamma traverse la colonne en son centre. La distance de mesure est donc égale au diamètre de la colonne. Cependant, comme le montre la

figure 3-25, les rayons qui atteignent les extrémités de la surface du récepteur ont parcouru une distance inférieure au diamètre de la colonne. De plus, ceux qui atteignent les extrémités supérieure et inférieure de la surface du récepteur ont parcouru une distance supérieure au diamètre de la colonne. Cette erreur systématique peut difficilement être quantifiée mais doit être pris en considération lors de l'interprétation des résultats.

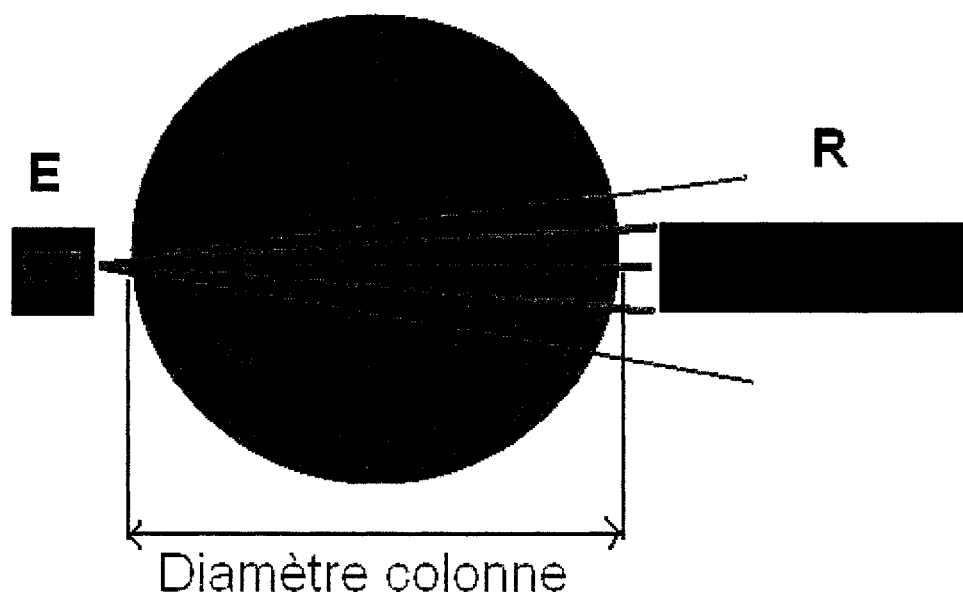


Figure 3-25 : Distance parcourue par les rayons gamma à travers la colonne

Chacun des rayons gamma émis par la source, qui arrive au détecteur, y produit une impulsion électronique de la façon suivante. Dans le détecteur, on retrouve le scintillateur, un cristal de Iodure de Sodium (NaI) d'un diamètre de 1 po et une épaisseur de $\frac{1}{2}$ po (figures 3-26 et 3-27). Le rayon gamma qui pénètre dans le cristal donne son énergie à un électron du cristal par l'effet photoélectrique. Cet électron, ayant une grande énergie cinétique, déplace un grand nombre d'électrons de la structure cristalline. Ensuite, les électrons se replacent dans la structure cristalline en émettant de la lumière (scintillation). Les photons de lumière vont vers la

photocathode où ils sont convertis en électrons. Ces électrons constituent le signal électronique. L'amplitude de ce signal est proportionnelle à l'énergie du rayon gamma. À l'intérieur du détecteur, on retrouve également un photomultiplicateur relié à un générateur de haute tension produisant $\pm 1000V$. Celui-ci a pour but de multiplier les électrons et donc d'amplifier le signal.

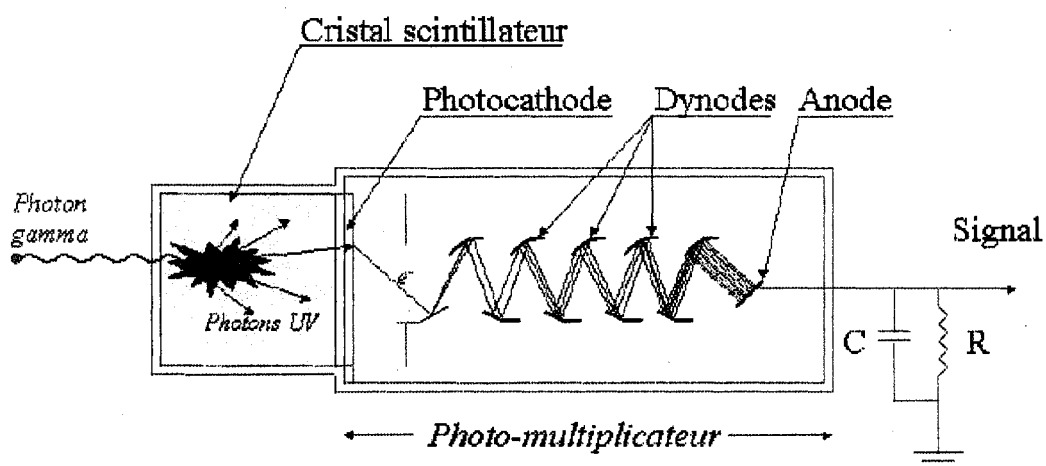


Figure 3-26 : Description d'un photomultiplicateur (Tiré de Rapin, 2002)

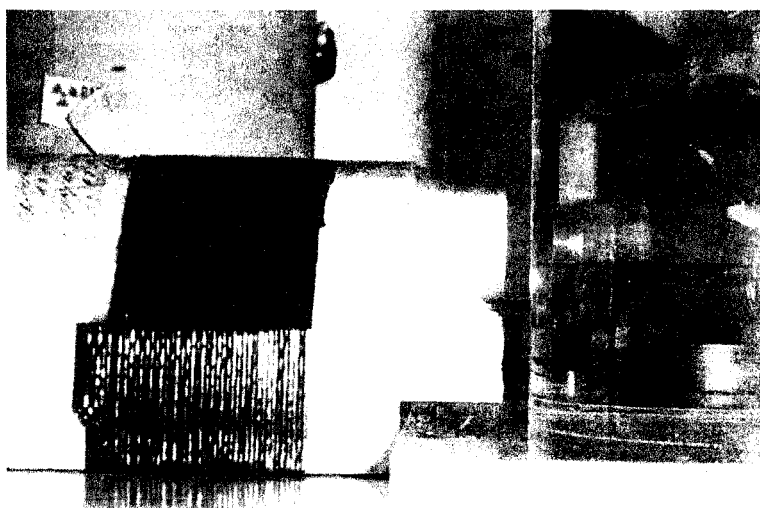


Figure 3-27 : Base de la colonne et récepteur posé sur un support en bois

Le signal passe ensuite par un amplificateur et est enregistré par l'analyseur multicanal (figure 3-28). Chaque canal représente une gamme d'énergie : 101 à 102 keV, 102 à 103 keV, etc. Au laboratoire, on utilise un analyseur multicanal Canberra Series 35 plus.

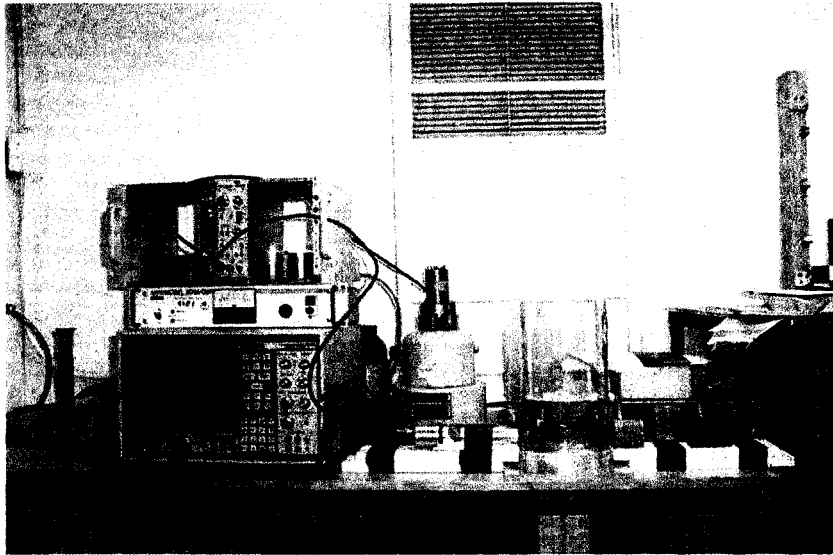


Figure 3-28 : Vue d'ensemble du montage

Le récepteur et l'émetteur sont placés sur des morceaux de bois afin qu'ils soient de même hauteur et que les rayons traversent la colonne au milieu de l'échantillon. La colonne peut être déplacée pour le remplissage, la vidange ou le remplacement. Cependant, la distance entre l'émetteur et le récepteur doit demeurer constante pour toutes les mesures (la distance utilisée dans les équations de conversion signal/densité correspond à la distance de matière traversée dans la colonne ; cette précaution a plutôt pour but de limiter les dérives de signal émis en ajoutant un obstacle imprévu entre l'émetteur et le récepteur autre que la colonne).

Lors d'une mesure, nous notons la surface sous la courbe tracée sur l'analyseur dans la gamme des énergies qui nous intéresse (autour de 103 keV, donc de 80 keV à 130 keV dans notre cas). Cette surface est le nombre de rayons gamma qui

réussissent à traverser la colonne sans frapper les particules de matière qui s'y trouvent.

Les précautions de rigueur doivent être prises par les personnes présentes afin de minimiser l'exposition aux radiations.

Mesures

Lorsque l'on place une colonne et son échantillon entre l'émetteur et le récepteur, on peut procéder aux essais. L'heure est notée et correspond à la référence t_0 .

On fait une première mesure pendant un temps de 10 s et on vérifie que l'appareil capte un minimum de 10 000 rayons gamma (1000 rayons gamma/s). Comme on l'a vu précédemment, ce chiffre permet de s'assurer de la validité de la mesure (avec 1 % de précision). Si ce n'est pas le cas, on fait une nouvelle mesure avec une fenêtre de temps plus importante (20 s, 40 s).

Une fois la durée nécessaire déterminée, on procède à trois essais successifs en notant le numéro de la colonne utilisée, le type d'échantillon, l'heure de l'essai, le nombre de rayons détectés, la durée de la mesure.

L'ensemble des mesures est présenté à l'Annexe A14 (voir CD joint au mémoire).

Résultats

L'objectif de ces essais était de vérifier la validité des mesures en comparant les résultats obtenus avec l'équation théorique 3-5.

Si on arrive à montrer graphiquement que les rayons gamma mesurés en fonction de la densité de l'échantillon suivent une courbe proche de la courbe théorique obtenue grâce à l'équation 3-5, alors on peut en déduire que le modèle est correct.

Chaque mesure est divisée par sa durée (fenêtre de mesure) afin d'obtenir un nombre de rayonnements par seconde. On fait ensuite une moyenne des mesures pour chaque échantillon et on calcule l'écart-type afin de vérifier l'homogénéité des résultats.

On doit corriger chaque mesure en fonction de t_0 et de l'heure à laquelle l'essai a été réalisé. Cette correction se calcule à l'aide de l'équation suivante (Cork, 1960) :

$$N_{corr} = N_d e^{\frac{\ln 2}{46,7 \times 60} \Delta t} \quad (3-6)$$

avec :

- N_{corr} , le nombre de rayons détectés corrigé ;
- N_d , le nombre de rayons détectés mesuré ;
- 46,7 h correspond au temps de demi-vie de la source, multiplié par 60 pour passer en minutes ;
- Δt , le temps écoulé entre t_1 , le temps de l'essai, et t_0 (en minutes)

On voit que si Δt correspond au temps de demi-vie (46,7 h) alors N_{corr} vaut deux fois N_d .

Le coefficient d'absorption massique, k_a , est fonction de la composition chimique de l'échantillon. Ce coefficient est une quantité de base utilisée dans les calculs de pénétration et de déposition d'énergie par des photons (rayons X, rayons gamma, ...). L'eau a un coefficient k_a de 0,170 tandis que l'oxyde de silicium (SiO_2) a un k_a très proche de 0,167. Étant donné la forte teneur en eau des échantillons que nous étudions, on prendra un k_a de 0,175 pour les boues de la mine Doyon (voir plus bas les remarques à ce sujet). En ce qui concerne la bentonite, on considère le même k_a que pour les boues de la mine Doyon.

Les tableaux descriptifs des coefficients k_a sont présentés en Annexe A15 (voir CD joint au mémoire).

À partir de ces données, on est en mesure de tracer un premier graphique des nombres de rayons détectés, N_d et $N_d \text{ corrigé}$, en fonction de la densité.

On ajoute également, sur le même graphique, la courbe donnée par l'équation 3-5. Le nombre N_0 est ajusté aux valeurs expérimentales obtenues pour l'eau en utilisant l'équation 3-5 sous la forme suivante :

$$N_0 = \frac{N_d}{e^{-k d \rho}}$$

On a donc le même point de départ pour les trois courbes.

Le tableau 3-2 et la figure 3-29 présentent les résultats obtenus pour les échantillons de boues.

Tableau 3-2 : Résultats des mesures de densité sur les boues - Test et validation

Type	Mesure	t	Fenêtre de mesure (sec)	Densité mesurée (g/cm ³)	N _d mesuré	N _d corrigé	N _d calculé	ΔN _d %
eau distillée	12968	10:17	10	1	1296,8	1296,8	1296,8	0
Boues 1	13174	10:44	40	1,55	329,3	335,0	312,7	-5,04%
Boues 2	12059	11:18	20	1,27	602,9	626,4	645,3	+7,03%
Boues 3	19485	11:09	20	1,14	974,2	1006,5	903,3	-7,28%
Boues 4	11264	11:01	10	1,07	1126,4	1157,5	1082,6	-3,89%

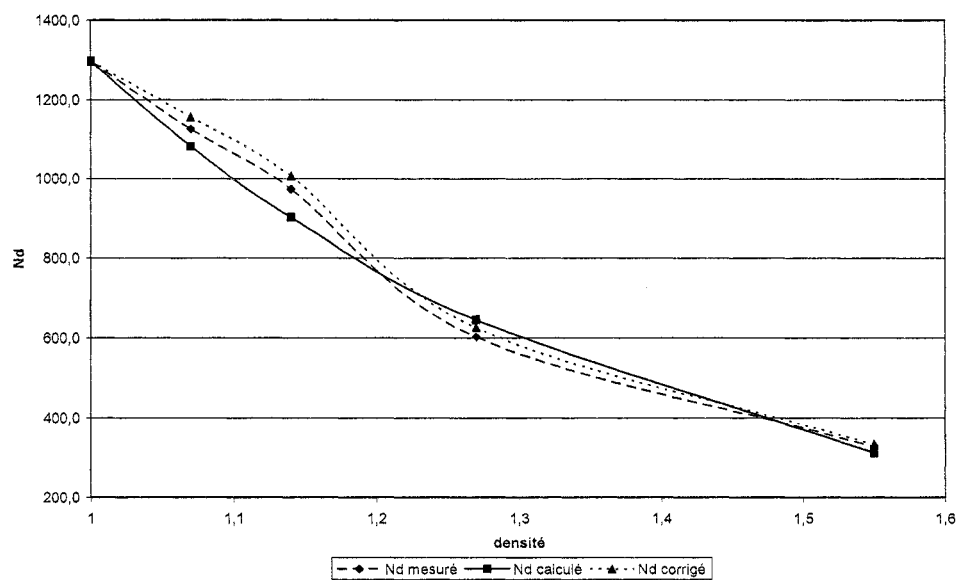


Figure 3-29 : Mesures de densité sur les boues BHD de la mine Doyon - Test et validation du 4 juin 2002

Le tableau 3-3 et la figure 3-30 présentent les résultats obtenus pour les échantillons de bentonite.

Tableau 3-3 : Mesures de densité sur la bentonite - Test et validation du 4 juin 2002

<u>Diamètre (cm)</u>	<u>Type d'échantillon</u>	<u>Mesure</u>	<u>t</u>	<u>Fenêtre de mesure (sec)</u>	<u>Densité mesurée (g/cm³)</u>	<u>N_d mesuré</u>	<u>N_d corrigé</u>	<u>N_d calculé</u>
15.28	eau distillée	12968	10:17	10	1,000	1296,8	1296,8	1296,8
15.28	Bentonite 1	12302	11:35	10	1,014	1296,8	1291,5	1252,2
15.28	Bentonite 2	11610	11:40	10	1,034	1161,0	1222,4	1186,2
15.28	Bentonite 3	11354	11:45	10	1,055	1135,4	1199,2	1125,4
15.28	Bentonite 4	10889	11:51	10	1,075	1088,9	1154,3	1068,9

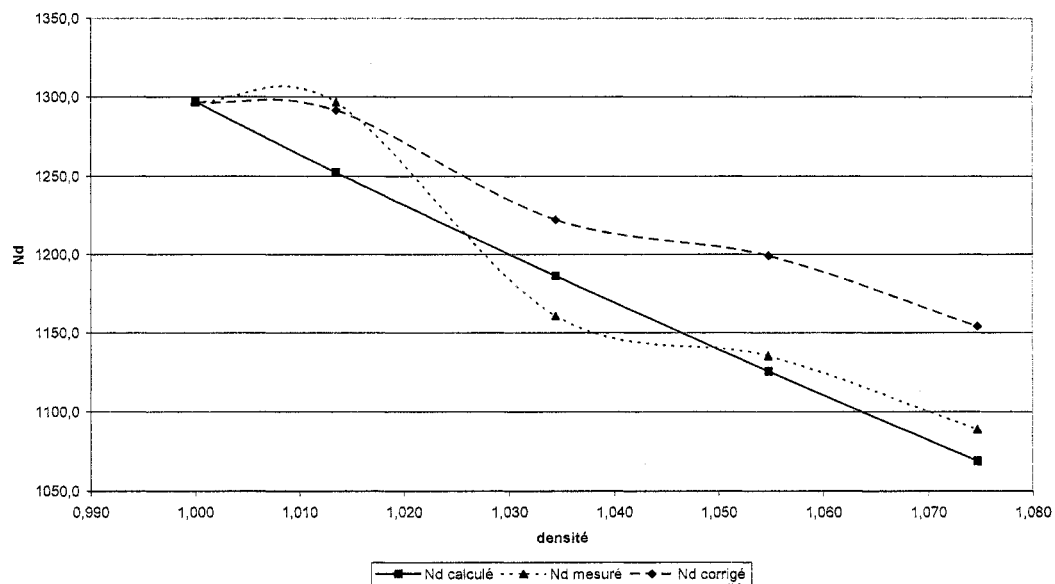


Figure 3-30 : Mesures de densité sur la bentonite - Test et validation

Analyse

L'équation 3-5 utilisée avec les résultats obtenus pour les boues de traitement donne une courbe qui s'ajuste correctement aux courbes de N_d et N_d corrigé. Les oscillations des courbes expérimentales peuvent s'expliquer par différentes hypothèses :

- la difficulté d'homogénéiser les boues dans les chaudières et d'obtenir un mélange parfaitement uniforme afin que l'échantillon versé dans la colonne ait exactement les caractéristiques calculées ;
- la sédimentation rapide des boues dans la colonne qui crée une variation de la densité au niveau de la mesure ;
- dans une moindre mesure, les incertitudes reliées aux appareils de mesure.

On peut donc affirmer que l'utilisation d'une source de rayons gamma peut être utilisée pour mesurer la densité d'un échantillon de boue de densité maximale 1,55 g/cm³. Pour des densités plus élevées, ce qui peut se trouver dans certains cas de consolidation des boues dans une colonne de plus grande taille, il faudrait procéder à une nouvelle vérification. Cependant, une densité de boue de 1,55 g/cm³ correspond à une densité de pulpe, $P \left(\frac{W_s}{W_T} \right)$, de 50 % (où W_s est la masse de sol et W_T la masse totale de la boue), ce qui est une valeur trop élevée pour l'industrie minière qui produit des boues exceptionnellement jusqu'à 35 %.

Pour la bentonite, la gamme de densité mesurée est très étroite (de 1,014 à 1,075 g/cm³). Il en résulte une courbe théorique (tracée à partir de l'équation 3-5) linéaire. Il est ici plus difficile de faire un lien avec les courbes expérimentales. Cela nous amène à penser que ce type de mesure est efficace pour une précision au dixième et non au centième de g/cm³. D'autres essais avec un mélange de bentonite plus dense pourraient être réalisés afin de vérifier la validité du modèle.

Les essais de laboratoire réalisés en juin 2002 sur des boues de traitement des eaux de la mine Doyon ont permis de vérifier et de tester le montage de mesure de densité à l'aide d'une source de rayons gamma.

Le montage est fiable et peut s'adapter à la colonne de 6 pieds de haut pour les essais subséquents. La source de Samarium est suffisamment puissante mais nécessite certaines précautions par rapport à sa manipulation et à son stockage. Les

essais sont simples et rapides à faire ce qui est un atout. Les résultats obtenus démontrent que ce type de montage est sûr pour mesurer la densité d'une boue à partir de rayons gamma et d'une référence (de l'eau par exemple). Le principal avantage de ce procédé réside dans le fait qu'il ne perturbe pas l'échantillon, et donc, qu'il laisse la sédimentation et la consolidation s'effectuer normalement.

3.5.6. Tests et validation de la mesure de densité sur le montage de laboratoire

Les essais sur des mini colonnes, présentés au chapitre précédent, ont permis de vérifier que la densité d'un fluide pouvait être mesurée par rayonnement gamma, sans perturbation du milieu, avec une précision moyenne de l'ordre de 5,8 %.

L'étape suivante consistant à tester cette technique sur la colonne d'essai mise au point pour les expériences (voir section 3.2)

Cette analyse permet de valider cette méthode de mesure de la densité.

Description de la colonne d'essai

On peut se reporter à la section 3.2 pour une description complète de la colonne. Les figures 3-31, 3-32, 3-33, 3-34 et 3-35 montrent la colonne d'essai lors de ces mesures (le 16 juillet 2002). On peut y voir de légères différences avec le système définitif, notamment en ce qui concerne la liaison entre le système d'essai et le système de mesure. À ce moment, les modifications sur le montage n'avaient pas encore été effectuées.

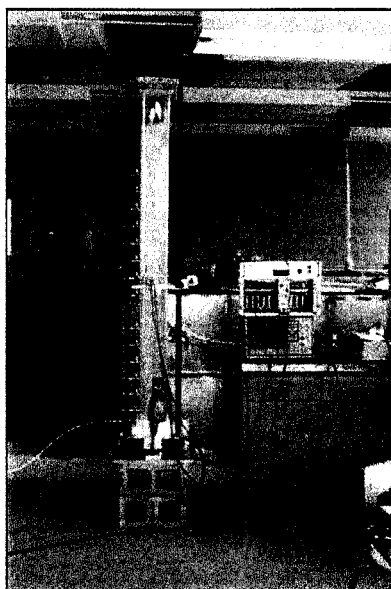


Figure 3-31 : Montage préliminaire de la colonne d'essai en juillet 2002

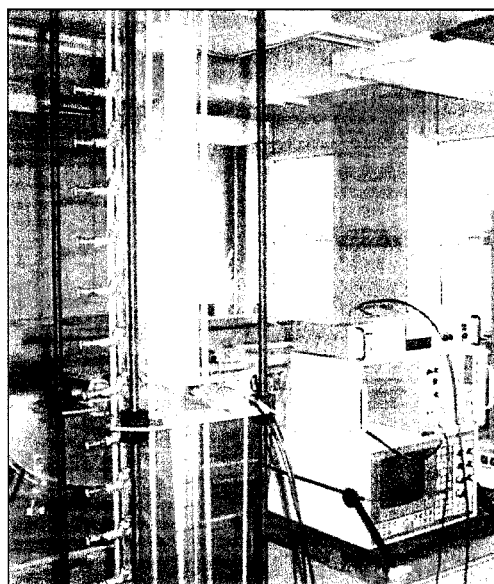


Figure 3-32 : Montage préliminaire (juillet 2002)

La hauteur élevée de la colonne (hauteur utile max. = 165 cm) permet de recevoir un volume important de liquide (volume max. : $30217 \text{ cm}^3 \approx 30 \text{ L}$). Il est par conséquent

possible d'y déposer une boue dont la concentration massique en solide est faible (de 2 à 15 %) tout en s'assurant que la hauteur de boue sédimentée après un certain temps est suffisamment élevée pour pouvoir y effectuer des mesures de densité.

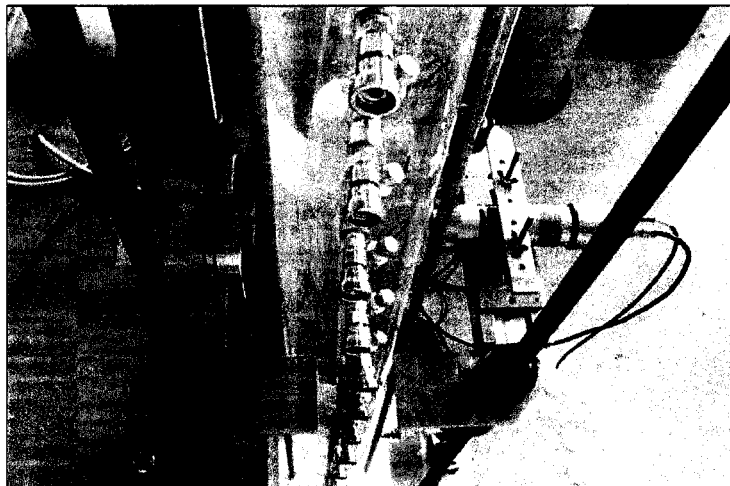


Figure 3-33 : Montage préliminaire - Gros plan sur la colonne (juillet 2002)

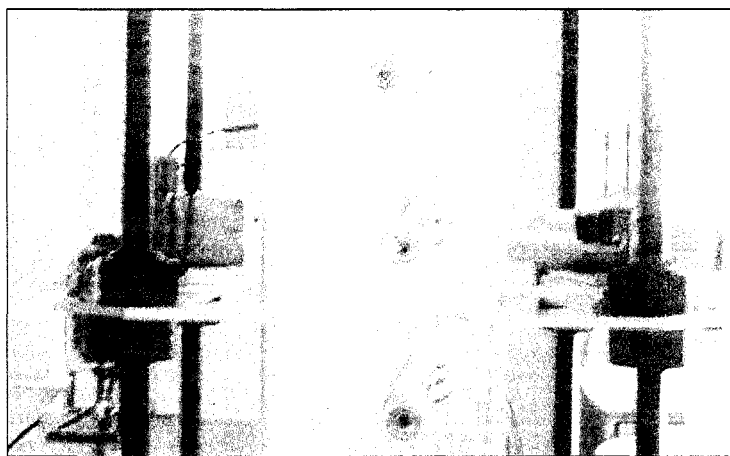


Figure 3-34 : Montage préliminaire - Émetteur (à gauche) et récepteur (à droite) – (juillet 2002)

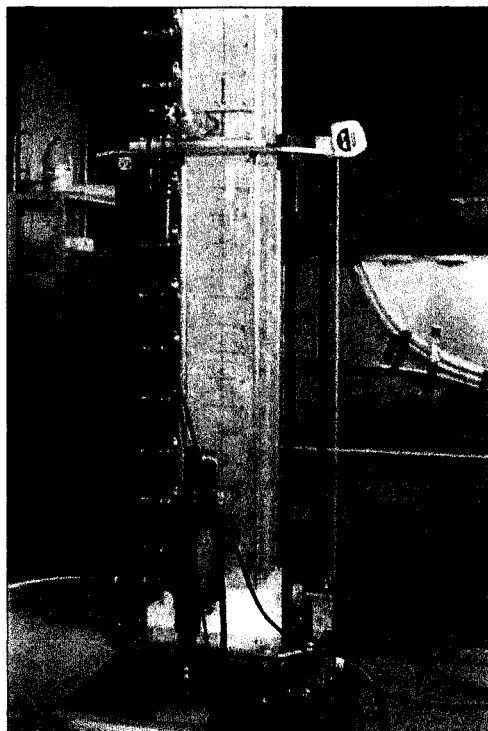


Figure 3-35 : Montage préliminaire - La colonne d'essai (juillet 2002)

Montage

L'objectif des expériences étant de vérifier l'adaptabilité du système de mesure de la densité sur la colonne. En effet, outre les problèmes d'ordre technique qui peuvent se présenter, il est nécessaire de déterminer les erreurs systématiques pouvant être éliminées et les erreurs aléatoires pour les quantifier.

Pour ce faire, on a d'abord rempli la colonne avec de l'eau distillée. On a deux zones de transition (au bas et au haut de la colonne) au niveau desquelles le milieu change drastiquement de propriétés (densité et coefficient d'absorption massique notamment). Comme pour les expériences précédentes, on utilise une alimentation en haute tension ainsi qu'un analyseur multicanal (figure 3-36).

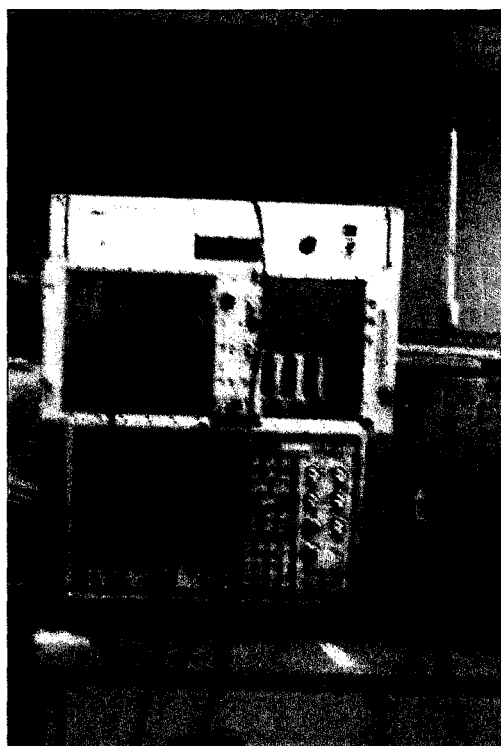


Figure 3-36 : Alimentation haute tension, amplificateur et analyseur multicanal (de haut en bas)

Le Samarium, ^{153}Sm , émet des rayons gamma à une énergie de 103 keV. Il est important de vérifier, pour chaque mesure, que le pic de rayons détectés se trouve bien à 103 keV. Plusieurs paramètres tels que le champ magnétique ou encore la température, peuvent faire varier le niveau du pic de détection du spectroscope. Le champ magnétique variant en tout point de l'espace, il faut donc ajuster la tension à chaque fois que le plateau de mesure est déplacé le long de la colonne. C'est l'alimentation haute tension qui permet d'ajuster la valeur du pic à 103 keV.

Les appareils de mesure, prêtés par le laboratoire du Dr Kennedy, ont cependant des tolérances maximales. Il est notamment déconseillé de dépasser la valeur de 1500 V au niveau de l'alimentation pour que le détecteur fonctionne convenablement.

Une mesure typique consiste à amener le plateau au niveau de la zone désirée, à faire un premier relevé des rayons détectés et à vérifier que le pic de détection se trouve bien à 103 keV. En fonction de ce résultat, on peut corriger au besoin la valeur

de la tension et on fait une nouvelle vérification jusqu'à obtenir un pic de détection adéquat. Enfin, on relève le nombre de rayons détectés pour une période de temps donnée.

Le temps de la première mesure est noté, il servira de référence pour les corrections ultérieures.

Résultats

On a fait une série de 44 mesures, tout au long de la colonne d'essai, de bas en haut. On a relevé le nombre de rayons détectés au niveau de chaque capteur de pression (espacés de 10 cm) ainsi qu'au milieu de la distance séparant deux capteurs consécutifs. La première mesure se situe à 8,4 cm du fond de la colonne et la dernière à 164,3 cm. La distance moyenne entre chaque mesure est de 5 cm, à l'exception du haut de la colonne. En effet, au niveau de la frontière eau/air, on a réduit l'espacement des mesures à 1 cm afin de mieux observer le phénomène de transition de milieu.

La durée de la mesure est égale à 10 sec. La densité de l'échantillon (eau distillée) est constante à 1 g/cm³.

Le nombre de rayons détectés N_d par seconde (avec une fenêtre de mesure de 10 secondes), est donc de $0,1 \times N$. Pour chaque mesure, le temps a été noté afin de pouvoir calculer le nombre corrigé de rayons détectés. Le voltage de l'alimentation en haute tension est également consigné.

$$N_{d\text{corr}} = N_d e^{\lambda \cdot \Delta t} = N_d e^{\left(\frac{\ln(2)}{46,7 \times 60} \times (t - t_0) \right)}$$

avec :

- $\lambda = \frac{\ln(2)}{t_{1/2}}$
- $\Delta t = t - t_0$ étant le temps écoulé entre l'essai, t_1 , et la référence, t_0 .

La compilation de ces résultats est présentée en Annexe A16 (voir CD joint au mémoire).

Influence des zones de transition

L'influence des milieux adjacents lors de la mesure de densité peut être schématisée. La figure 3-37 montre la zone de transition supérieure. Le même phénomène existe dans la zone inférieure (eau/plaque de béton).

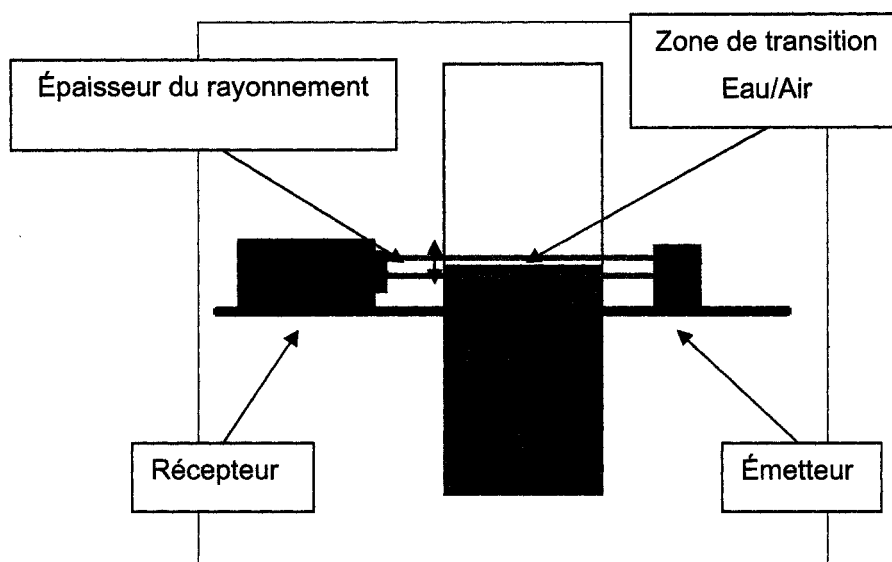


Figure 3-37 : Zone de transition supérieure

La figure 3-38 montre l'évolution de N_{dcorr} en fonction de la position de la mesure.

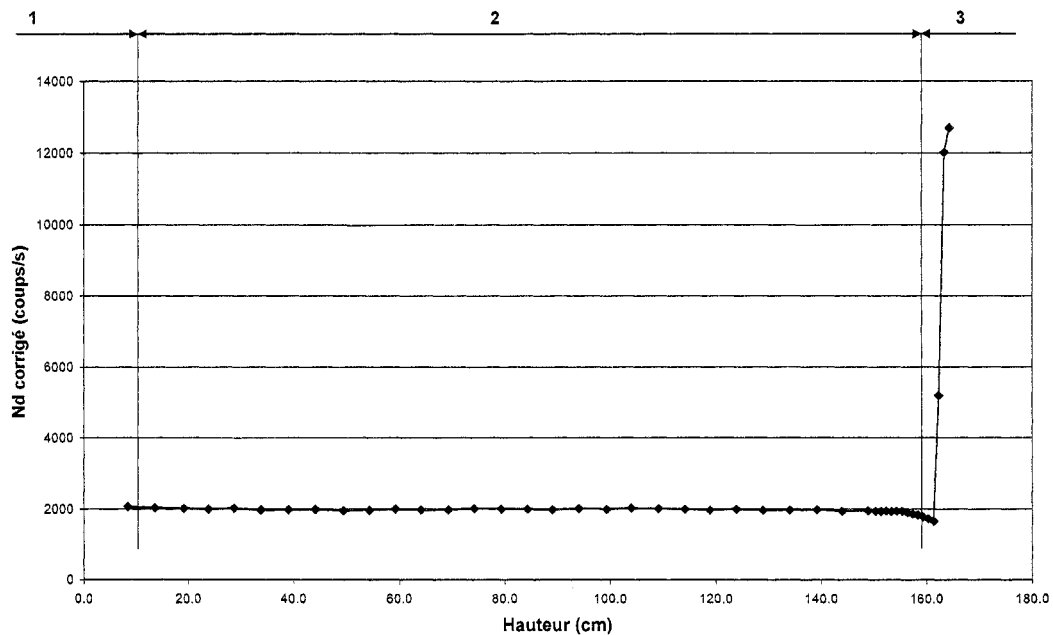


Figure 3-38 : N_d corr vs position du capteur

La figure 3-38 montre trois zones : la zone de discontinuité eau/béton (1), le milieu continu (2) et la zone de discontinuité eau/air (3).

On observe que la zone de transition eau/air (zone 3 sur la figure 3-38) génère une très forte discontinuité dans les résultats. En effet, l'air absorbe beaucoup moins de rayons gamma que l'eau. Le nombre de rayons détectés augmente donc considérablement au-delà de la transition. La légère diminution de rayons détectés précédant la hausse marquée correspond à la frontière eau/air. Lorsque la source se trouve à proximité de cette zone, il y a des rayons gamma émis dans l'air juste au dessus de la surface de l'eau. Ces rayons ont très peu de chance de diffuser vers le détecteur car ils traversent seulement de l'air (figure 3-39). Ces mêmes rayons, émis plus bas dans la colonne avec un même angle, auraient traversé de l'eau et auraient pu diffuser vers le détecteur en augmentant le nombre détecté. Enfin, dès que l'on a dépassé la surface de l'eau, la quantité de rayons détectée augmente considérablement car il n'y a plus d'obstacles jusqu'au détecteur.

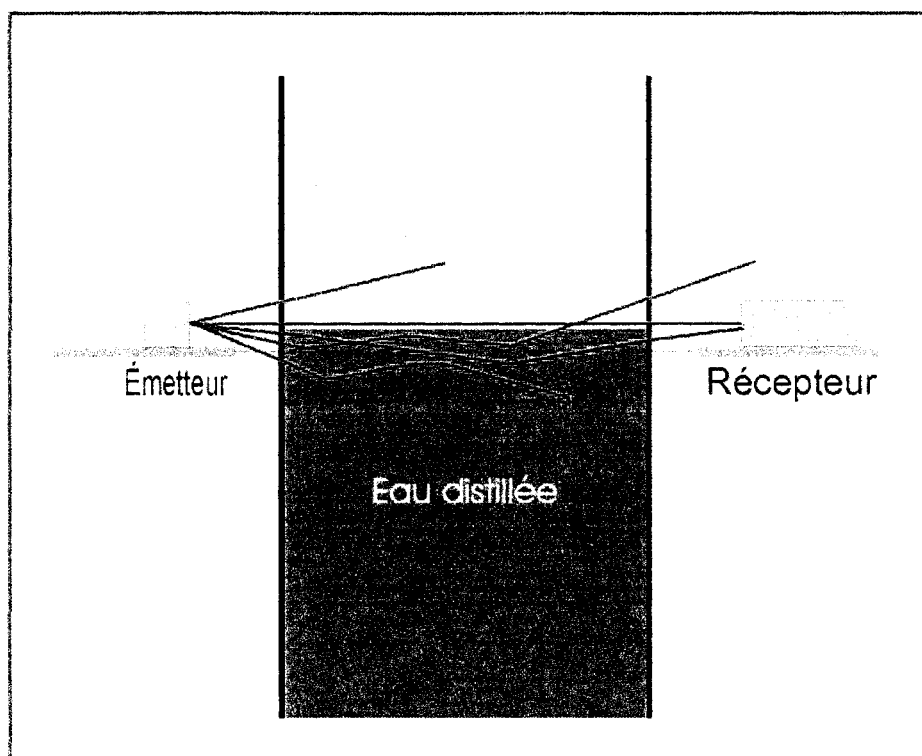


Figure 3-39 : Schématisation de la diffusion irrégulière des rayons émis proche de la zone de transition eau-air

On s'intéresse à déterminer sur quelle hauteur la discontinuité influence les résultats. Il y a trois façons d'aborder cette question : graphiquement, statistiquement et physiquement.

Graphiquement, la figure 3-40 montre que, pour chaque zone de transition, on constate une variation des mesures relativement importante. Ces variations sont nettement perceptibles pour la zone supérieure eau/air car on dispose de beaucoup de points de mesure. On observe donc le phénomène, mais il est tout de même difficile de quantifier la hauteur d'influence. Pour cela, on doit utiliser d'autres outils.

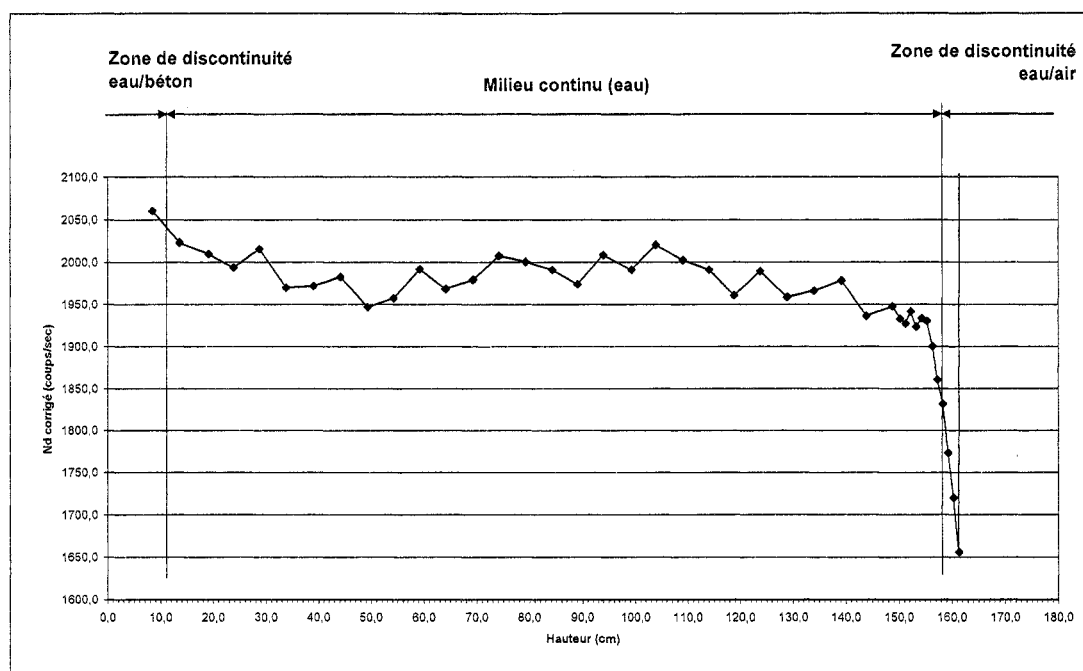


Figure 3-40 : Ndcorr vs Hauteur - Détail des zones de transition

Physiquement, le problème est difficile à quantifier. En effet, il est complexe de définir de quelle façon les rayons sont émis par la source de Samarium et comment ils s'échappent du collimateur. On ne connaît pas bien la taille du faisceau de rayons gamma ni son angle maximal de sortie du collimateur par rapport à l'horizontale. Dans l'hypothèse où nous serions capables de calculer la géométrie du faisceau, il serait alors possible (théoriquement) de définir la zone touchée par les rayons gamma et d'en déduire la distance à partir de laquelle une zone de transition peut perturber les mesures. Mais même si on comprend le phénomène, on ne peut pas bien le quantifier à ce niveau de l'étude. Il nous faut donc aborder la troisième option.

Statistiquement, on peut représenter les mesures de rayons détectés sur une courbe statistique et vérifier si la distribution est normale. On perd cependant l'information de la hauteur correspondant à chaque mesure, celle-la même qui nous permet de savoir si l'on est dans une zone de transition. Si l'on observe la variation de la moyenne et de l'écart-type de l'échantillon de mesures diminué de deux éléments, à chaque itération

(un en zone supérieure et un autre en zone inférieure de la colonne), on vérifie l'influence des transitions (voir figure 3-41). Lorsque l'échantillon est amputé des mesures correspondant aux zones air/eau et béton/eau, la moyenne de N_d corr. se stabilise à 1968 coups/s et l'écart-type à 35 coups/s.

Le tableau récapitulatif de ces calculs est présenté en Annexe A17 (voir CD joint au mémoire).

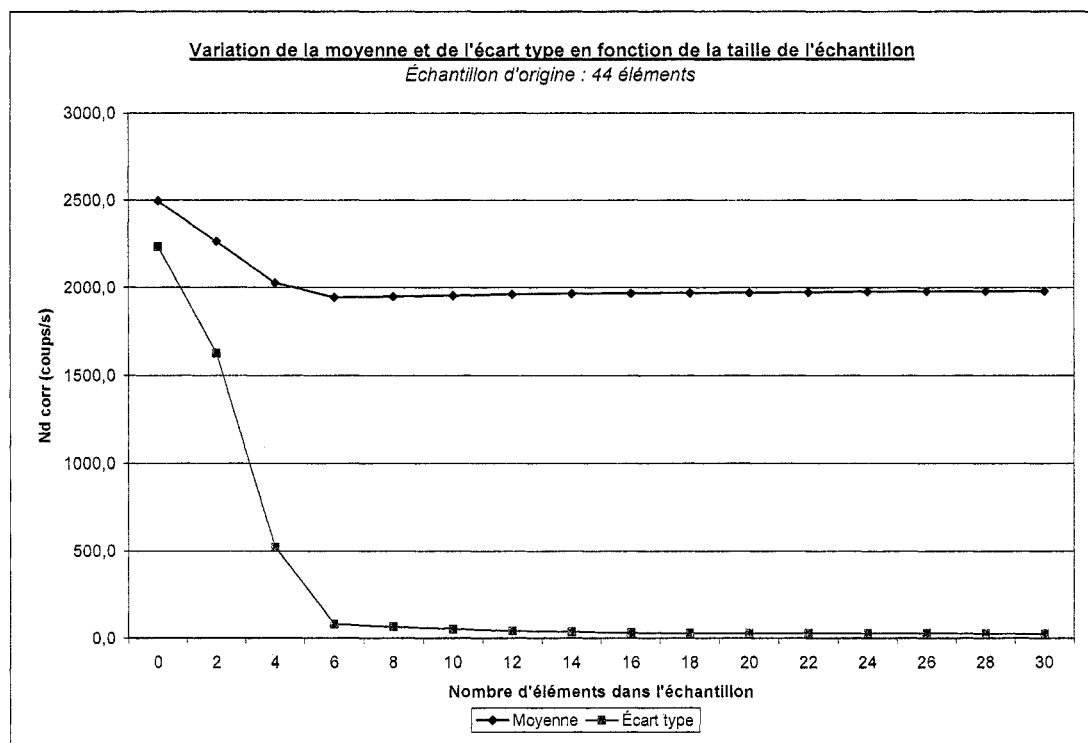


Figure 3-41 : Analyse statistique

On a donc montré que pour la zone centrale de la colonne, les mesures sont similaires (pour une densité constante). On va utiliser un échantillon non perturbé (hors des zones de transition dans la colonne) pour calculer la moyenne μ et l'écart-type σ (on prend un échantillon de 30 éléments compris entre $44,1 \text{ cm} \leq H \leq 157,3 \text{ cm}$). On regardera ensuite sur l'échantillon d'origine quels sont les éléments qui se situent dans l'intervalle $\mu \pm \sigma$ et $\mu \pm 2\sigma$.

Pour l'échantillon réduit (dont on a retranché les valeurs des zones de transition), on a une moyenne de 1963,1 coups/s et un écart-type de 35,7 coups/s. Le tableau récapitulatif de ces calculs est présenté en Annexe A18 (voir CD joint au mémoire).

La figure 3-42 montre les résultats obtenus. Avec un intervalle d'un écart-type, on élimine 18 éléments (41 % de l'échantillon) et pour deux écarts type, on élimine 8 éléments (18 % de l'échantillon). On observe, à un intervalle de deux écarts-types, l'élimination des deux zones de transition pour des hauteurs d'environ 10 cm et 156 cm.

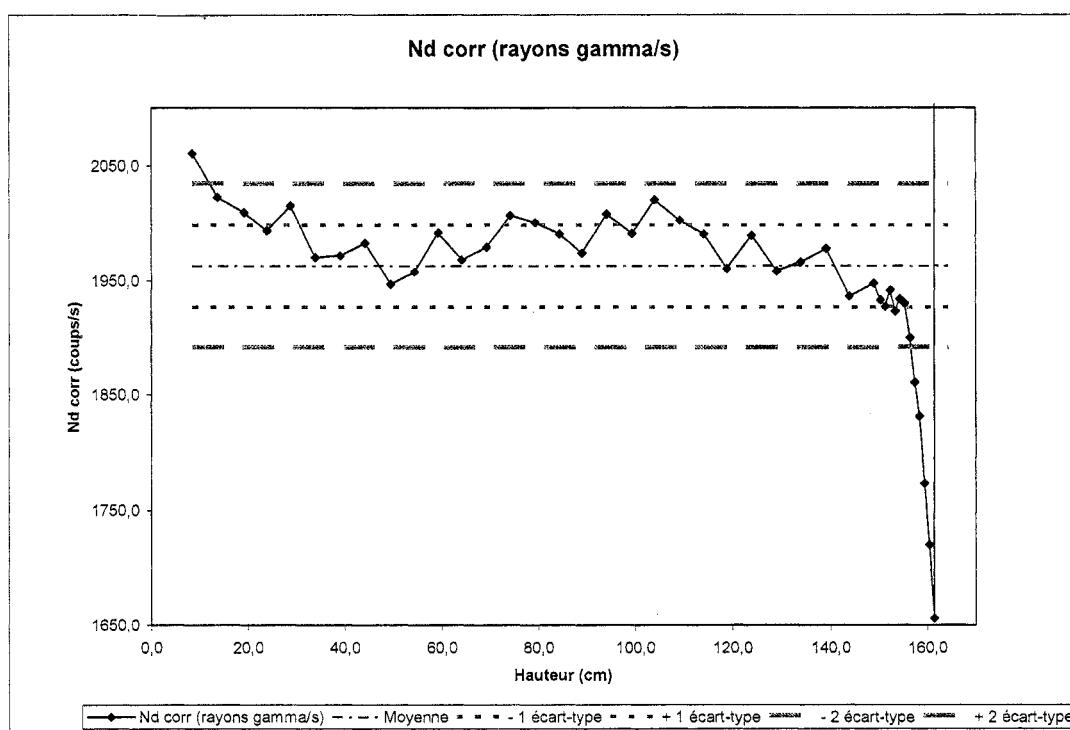


Figure 3-42 : Analyse statistique - influence des zones de transition

À ce stade, il n'est pas possible de définir plus précisément la hauteur d'influence des zones de transition étant donné le nombre de mesures dont nous disposons. On a cependant observé l'existence de ce phénomène et il faut en tenir compte lors des mesures.

Observons à présent l'allure de ce même échantillon compris entre $\mu \pm 2\sigma$, sous la forme d'une fonction statistique (figure 3-43). Les points s'alignent relativement bien avec une distribution normale (en rouge sur la figure 3-43). On en conclut que la distribution est quasi normale.

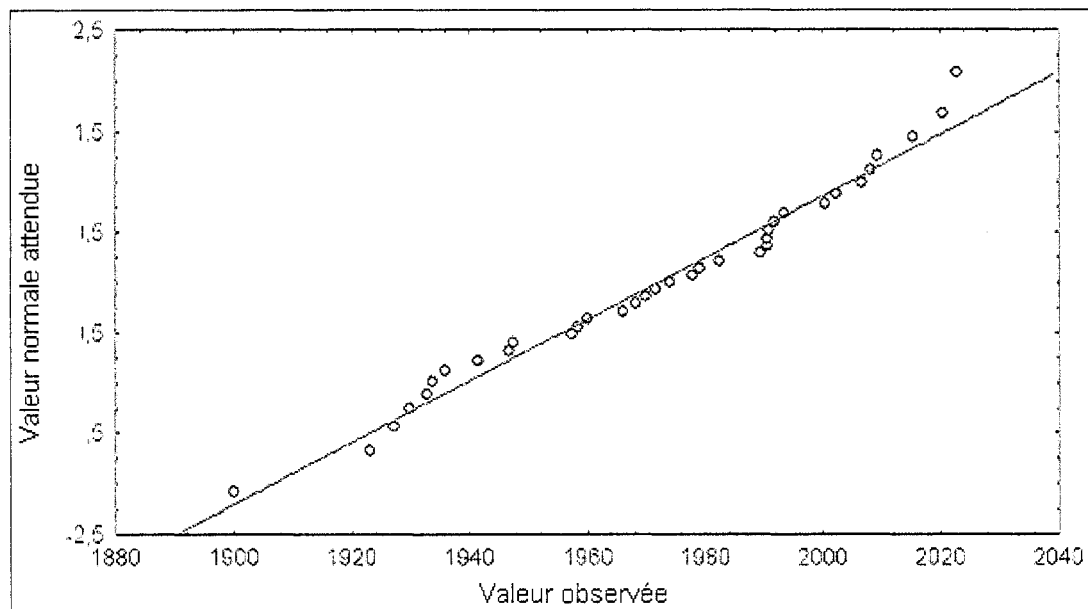


Figure 3-43 : Distribution normale des valeurs observées comparées à une distribution normale

On peut tenter d'expliquer l'écart-type observé (de 35 coups/s). En moyenne, nous avons mesuré, en 10 secondes, 19631 coups. Ce nombre de rayons gamma subit des fluctuations statistiques, loi de Poisson, avec un écart-type de 140 coups. Cette loi s'applique seulement à un nombre compté, jamais à une quantité dérivée (coups/s). Donc, en moyenne, on mesure 1963 coups/s avec un écart-type de 35,7 coups/s dont on peut attribuer 14 coups/s aux fluctuations statistiques de l'émission de rayons gamma, les autres contributions étant :

- 1) la variation du champ magnétique qui modifie l'efficacité du détecteur ; nous avons réduit cet effet en ajustant la tension, mais on ne l'a pas complètement éliminé ;

- 2) la variation du diamètre de la colonne lors des déplacements, car ce type d'instrument de laboratoire ne répond pas à des normes de qualités extrêmes et, par conséquent, ses dimensions peuvent très légèrement varier selon l'emplacement sur la colonne ;
- 3) la variation de la distance source-détecteur lors des déplacements ;
- 4) la variation de l'alignement source-détecteur lors des déplacements.

Il faut malgré tout garder à l'esprit que les variations sont relativement faibles, 35 coups/s sur 1963 coups/s (1,8 %), ce qui est en accord avec la précision recherchée pour nos expériences.

Variation de l'alimentation haute tension

Revenons à présent sur les corrections de valeur de l'alimentation pour ces mesures. La figure 3-44 montre la variation du voltage en fonction de la hauteur.

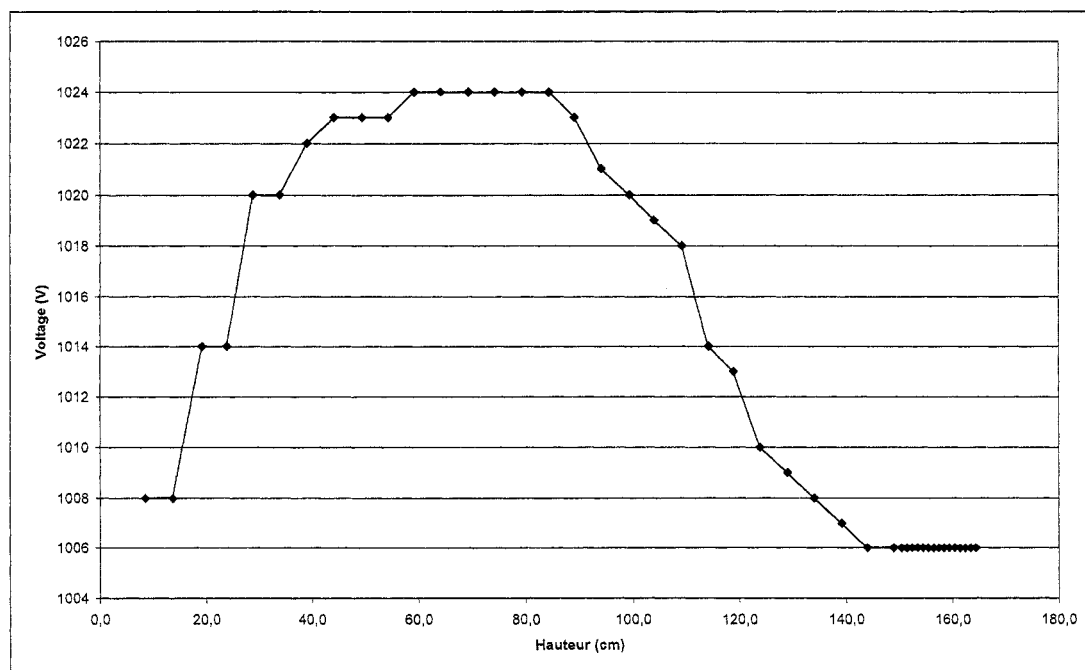


Figure 3-44 : Variation du voltage avec la position du capteur

On observe une variation de l'alimentation en fonction de la hauteur de la mesure mais on ne peut définir une relation théorique entre le voltage et la tension car il y a trop de paramètres en jeux. La tension moyenne est de 1013 V avec un écart-type de 7,55 V. On confirme simplement l'importance de vérifier le niveau du pic de détection à chaque mesure car il y a des variations du pic de détection.

Analyse

Les résultats obtenus nous permettent de prendre conscience de plusieurs facteurs à considérer afin de pouvoir utiliser le montage de façon optimale.

La mesure de densité est opérationnelle mais il faut tenir compte des zones de transition qui génèrent des écarts dans les mesures. Partant du principe que les mesures dépendent des différences de propriétés des matériaux traversés par les rayons gamma, il faut être conscient des zones où l'on a une différence importante. La zone air/eau ne pose pas de problèmes particuliers pour les expériences car nous nous intéresserons principalement à la densité des boues plus bas dans la colonne. Par conséquent, il sera possible de maintenir une couche d'eau suffisamment importante au dessus du niveau de la mesure la plus haute dans la colonne.

Pour la zone eau-boue/air-béton dans le fond de la colonne, plusieurs solutions sont envisageables. En plaçant un matériau de densité équivalente aux boues consolidées, dans le fond de la colonne sous le montage, on pourrait limiter les effets de transition. Étant donné le système de vidange et d'injection d'air dans le fond de la colonne, il est difficilement envisageable de disposer un matériau dans le fond de la colonne, séparé des boues par une géomembrane par exemple. Une mini colonne placée sous le montage ou encore un bac de densité équivalente aux boues consolidées, pourraient constituer des solutions envisageables. Les expériences subséquentes ont montré que les erreurs engendrées par le zone de transition eau-boue/air-béton pour la mesure la plus au fond de la colonne (à 4 cm du fond exactement) n'étaient pas suffisamment élevées pour nécessiter l'implantation d'un tel système. De plus, la configuration définitive du montage permet difficilement la mise en place d'un tel système.

3.5.7. Coefficient d'absorption massique pour des boues

Le coefficient d'absorption massique est un élément primordial de la détermination de la densité (équation 3-5). Une variation de ce coefficient a des conséquences immédiates sur les mesures. Or, comme nous l'avons dit, le coefficient d'absorption massique, k_a , est fonction de la composition chimique de l'échantillon. Dans le cas des boues de traitement des eaux acides, on a une composition chimique complexe combinée avec une teneur en eau très élevée et une teneur en fer élevée. Lors de nos essais de consolidation, nous avons observé une augmentation de la densité dans la colonne, due à l'expulsion de l'eau interstitielle sous l'effet de la contrainte verticale. Par conséquent, la teneur en eau de la boue diminue (à titre d'exemple, on obtiendra au cours d'une expérience une variation du volume d'eau entre le début et la fin de l'essai de $\Delta V_W \approx 6000 \text{ cm}^3$ dans la boue pour un volume total de 17200 cm^3). Pour la boue étudiée, le fer est le constituant majeur (38 %). Or, le coefficient d'absorption massique du fer est de $0,3612 \text{ cm}^2/\text{g}$ alors que celui de l'oxygène ou de l'eau (H_2O) est égal à $0,1695 \text{ cm}^2/\text{g}$, c'est-à-dire plus de deux fois moins. On comprend alors aisément qu'une diminution du volume d'eau dans la boue modifie sa composition en faveur du fer et, par là même, de son coefficient d'absorption massique.

Il faut donc vérifier, expérimentalement, que la diminution de la teneur en eau dans les boues n'est pas suffisamment importante pour modifier de façon excessive le coefficient d'absorption massique du matériau. On a procédé à plusieurs essais sur des boues consolidées dont on a mesuré la densité de façon directe (Masse / Volume). On a pu déduire de la mesure de densité par rayons gamma l'inconnu k_a (la densité est connue dans ce cas), et nous avons observé des valeurs moyennes de 0,175 pour des densités variant entre 1,05 et 1,09 g/cm^3 . Le coefficient k_a n'est pas constant en fonction de la densité et pourtant les variations de densité sont très faibles (figure 3-45). Il n'est donc guère nécessaire de prendre en compte cette variation de k_a en fonction de la densité des boues.

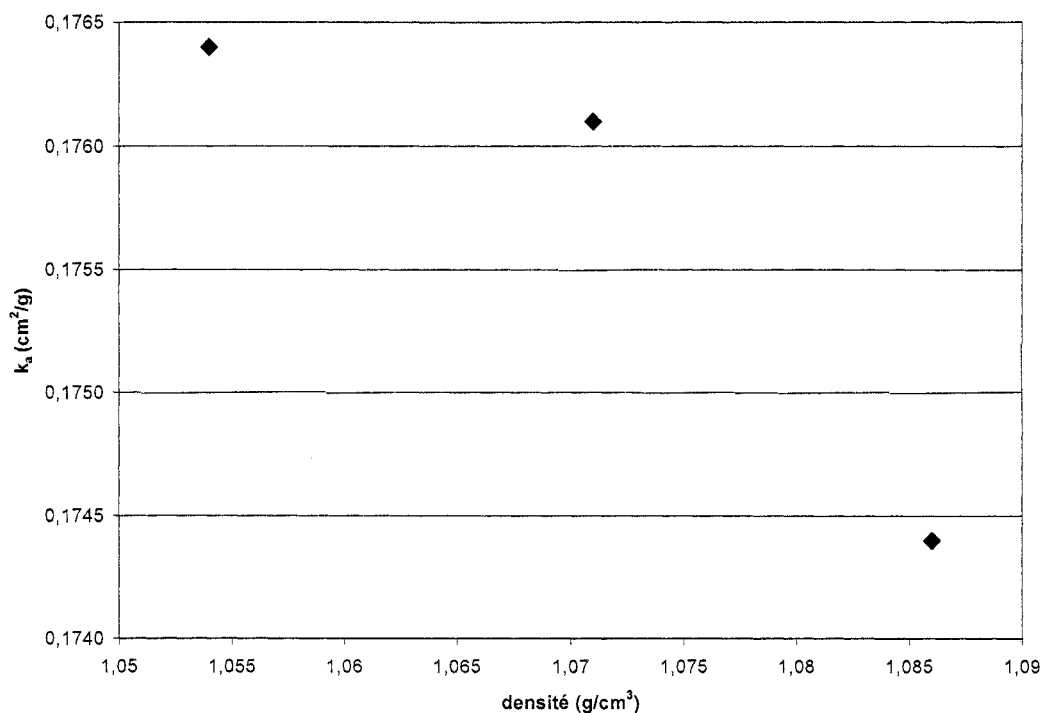


Figure 3-45 : Mesure expérimentale du coefficient d'absorption massique vs densité pour des boues BHD

Nous avons donc procédé à un calcul du coefficient d'absorption massique pour des boues sèches, puis déterminé une relation simple entre la densité des boues humides (eau + boues sèches) et le coefficient d'absorption massique des boues humides. Cette relation est indispensable si l'on veut tenir compte systématiquement de l'effet de la densité sur le coefficient k_a .

La première étape consiste à utiliser la composition chimique des boues sèches qui donne le pourcentage massique de chaque élément (tableau 3-4). Les résultats d'analyses chimiques des métaux sont exprimés en oxydes. On peut mentionner que les métaux ne sont pas nécessairement sous forme d'oxydes dans les boues et qu'il s'agit là d'une forme minérale possible, utilisée pour la présentation des résultats.

Tableau 3-4 : Composition chimique des boues BHD (Tiré des résultats de laboratoire de Bernier, 2003)

BOUES SÈCHES	
	%
Fe ₂ O ₃ en Fe(OH)	37,89
H ₂ O	25,96
Al ₂ O ₃	9,38
MgO	9,20
SiO ₂	6,95
CaO	4,80
Zn	2,50
SO ₄	1,92
MnO	1,40
Total	100,00

Pour chaque élément compris dans les boues, on a calculé un coefficient d'absorption massique k_a pour une énergie de 103 keV (tableau 3-5).

Tableau 3-5 : Coefficients d'absorption massique, k_a , pour les constituants des boues BHD

		k_a pour divers niveaux d'énergies (keV)		
g/mol		100	150	103
55,85	Fe	0,3717	0,1964	0,3612
16	O	0,1551	0,1361	0,1540
1,01	H	0,2944	0,2651	0,2926
26,98	Al	0,1704	0,1378	0,1684
24,31	Mg	0,1686	0,1394	0,1668
28,09	Si	0,1835	0,1448	0,1812
40,08	Ca	0,2571	0,1674	0,2517
65,39	Zn	0,4973	0,2341	0,4815
32,06	S	0,202	0,1506	0,1989
54,94	Mn	0,637	0,1838	0,6098

On a ensuite calculé les pourcentages pour chaque élément pris individuellement. Par exemple, à partir du pourcentage de Fe₂O₃, on obtient le pourcentage de Fe par la formule suivante :

$$\%Fe = \left(\frac{2 \times 55,85}{2 \times 55,85 + 3 \times 16} \right) \times 37,89\% = 26,50\%$$

On fait le même type d'opération pour décomposer chaque constituant de la boue en élément simple. Le tableau 3-6 donne le pourcentage pour chaque élément. Le coefficient d'absorption massique des boues sèches est ensuite déduit par la formule de la moyenne pondérée :

$$k_a = \frac{\sum \%_i \times k_{ai}}{100}$$

Tableau 3-6 : Calcul de k_a pour les boues BHD

BOUES SÉCHES		
	%	k_a
Fe	26,50	0,3612
O	47,89	0,1540
H	2,91	0,2926
Al	4,96	0,1684
Mg	5,55	0,1668
Si	3,25	0,1812
Ca	3,43	0,2517
Zn	2,50	0,4815
S	1,92	0,1989
Mn	1,08	0,6098
	100	0,233

Pour l'eau, de la même manière, on a calculé k_a (tableau 3-7).

Tableau 3-7 : Valeur de k_a pour eau

EAU		
	%	k_a
H	0,11	0,2926
O	0,89	0,1540
	1	0,1695

On peut ainsi calculer le coefficient d'absorption massique, k_a , pour les boues humides, en fonction de la densité. En effet, pour une densité connue, on peut déterminer sa densité de pulpe :

$$P\% = \frac{M_s}{M_T} = \frac{M_s}{M_s + M_w} = \frac{\frac{1-\rho}{\rho}}{\frac{1-D_r}{D_r}} \quad (3-7)$$

Pour une masse unitaire de boue humide ($M_T = 1$ g), alors selon la formule de la densité de pulpe, la masse de sol M_s est égale à $P\%$ et la masse d'eau $M_w = 1 - P\%$. On en déduit :

$$k_a = \frac{M_w \times k_{aH_2O} + M_s \times k_{aBoues_sèches}}{M_T} \quad (3-8)$$

Nous avons défini une relation entre le coefficient d'absorption massique et la densité humide des boues (que l'on mesure par rayons gamma). La courbe a l'allure de la figure 3-46.

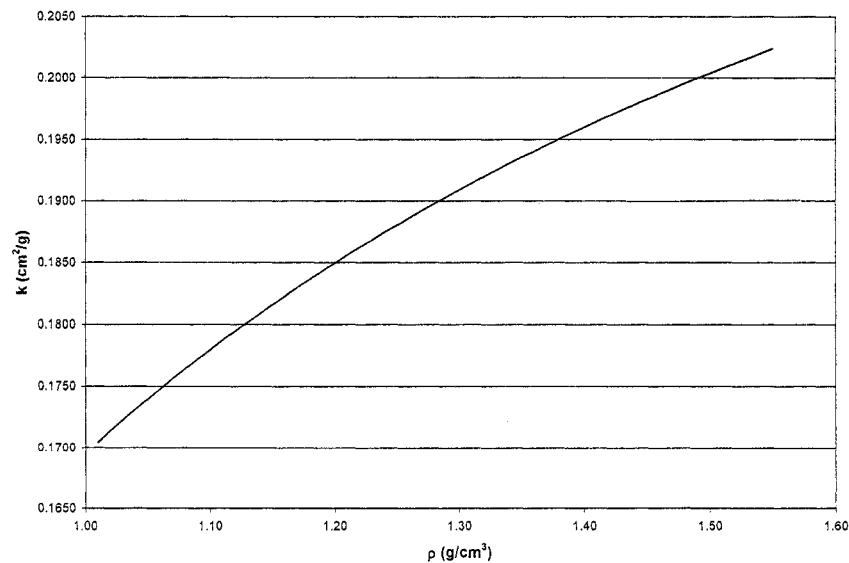


Figure 3-46 : Valeur calculée du coefficient d'absorption massique k_a en fonction de la densité humide pour des boues BHD humides

Pour prendre en compte cette variation du coefficient d'absorption massique lors de la mesure de la densité par rayons gamma, nous devons procéder par itération puisque lorsque nous faisons la première mesure, nous ne connaissons pas la densité (c'est ce que nous cherchons à obtenir). Nous allons donc adopter, une valeur de k_a de départ de $0,175 \text{ cm}^2/\text{g}$. Avec la première mesure, on obtient une valeur de densité. Cette valeur de densité nous permet d'obtenir le coefficient k_{a2} (en utilisant la relation montrée à la figure 3-46), correspondant à la seconde itération de calcul et nous permettant d'obtenir ρ_2 , la densité ajustée. Nous recommençons la même opération successivement jusqu'à la neuvième itération. Nous avons choisi neuf itérations car nos expériences montrent que ce chiffre permet usuellement d'ajuster la densité à 1.10^{-4} g/cm^3 près.

Prenons, par exemple, la première mesure de densité effectuée sur les boues BHD et voyons les ajustements de k_a réalisés par les itérations successives (figure 3-47). On voit la stabilisation de la valeur de k_a après 6 itérations.

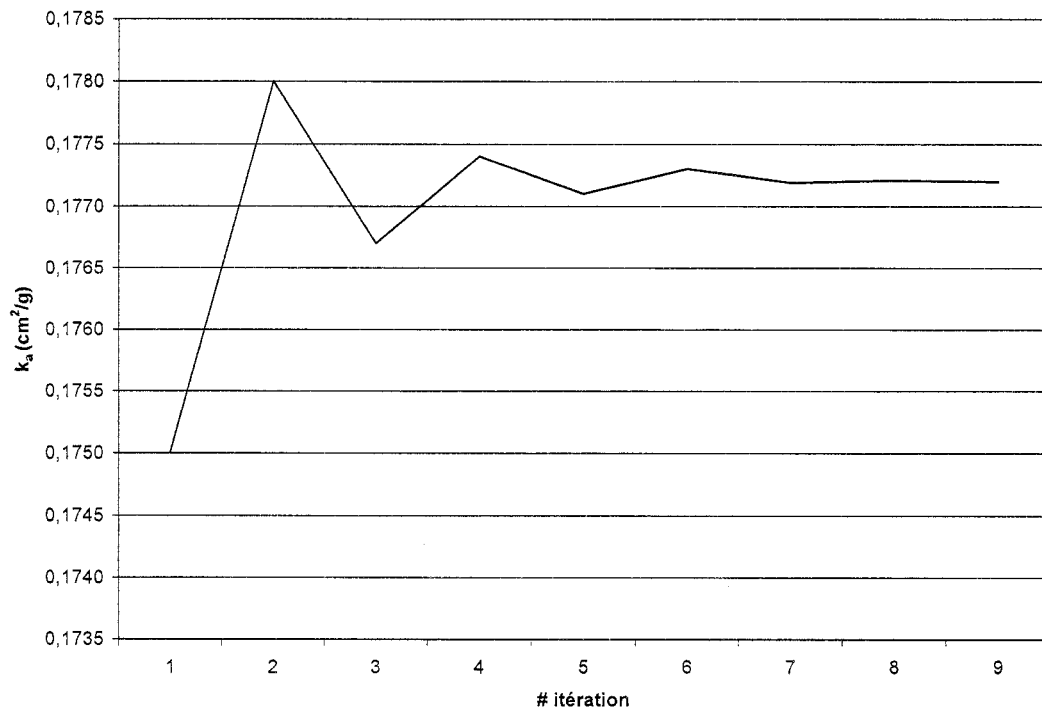


Figure 3-47 : Calcul itératif de k_a pour boues BHD

De la même façon, la densité mesurée est ajustée itérativement et se stabilise après 9 itérations.

Il est nécessaire de procéder à de telles corrections pour toutes les mesures de densité sur des boues BHD dont les constituants chimiques présentent des différences importantes au niveau de leur coefficient d'absorption massique (comme c'est le cas pour le fer et l'eau).

Les valeurs calculées ci-dessus ne sont valables que pour les boues étudiées. Une analyse chimique de chaque nouvel échantillon doit être effectuée si l'on souhaite évaluer son coefficient k_a .

3.6. Ajout de charges ponctuelles

Lorsque des couches de boues (ou de sol) de grande étendue sont soumises à des charges verticales, on peut supposer que la compression est unidimensionnelle. Dans

notre projet, pour simuler ces chargements unidimensionnels, on comprime les boues dans la colonne expérimentale à l'aide de charges ponctuelles (figure 3-48).



Figure 3-48 : Charge ponctuelle ajoutée lors de la phase de consolidation hydrodynamique

Les charges sont des poids d'acier et la contrainte est transmise aux boues par l'intermédiaire d'un piston. Ce piston est constitué de deux cylindres en plastique percés (Annexe A19, voir CD joint au mémoire) entre lesquels on a placé des feuilles de géotextile (Texel, série 900 - aiguilletée et tissée-aiguilletée). Le rôle de ce piston est de permettre l'application de la charge ponctuelle sur toute la surface de la boue tout en laissant l'eau des pores s'évacuer. On se rappelle en effet, comme cela a été défini dans la revue de littérature, que la contrainte externe est transmise intégralement à l'eau des pores sous forme d'une pression interstitielle en excès. À mesure que le temps passe, l'eau est évacuée et la pression interstitielle en excès diminue. Il se produit donc un transfert graduel de la contrainte de l'eau vers le squelette du sol (ou de la boue), transfert qui se traduit par une augmentation de la contrainte effective.

Pour nos essais, nous avons considéré que la première charge additionnelle à appliquer serait égale à la contrainte totale à mi-hauteur de l'échantillon en place dans la colonne au début de l'essai, à la fin de la sédimentation. Lorsqu'une étape de chargement est terminée, c'est-à-dire lorsque les sur-pressions interstitielles se sont dissipées, on double la contrainte totale. On trouve en Annexe A20 (voir CD joint au mémoire) un exemple de calcul de charge pour un essai de consolidation mené sur des boues en octobre 2003.

Le piston est fixé sur une tige en aluminium, filetée à son extrémité. Au fur et à mesure que le piston s'enfonce dans la colonne, on ajoute des tiges filetées afin de permettre l'application des charges ponctuelles. Afin de maintenir un axe perpendiculaire par rapport à la surface des boues, on ajoute, à espace régulier, des cylindres de plastique perforés qui guident les tiges. À l'extrémité supérieure des tiges, au-dessus des charges, on place un anneau fixé à des fils de cuivre qui permettent de garder l'axe vertical. Le poids élevé, après plusieurs étapes de consolidation, peut faire pencher les tiges. Le risque étant la chute des poids, il est primordial de s'assurer que le système de support est adéquatement fixé.

3.7. Recommandations sur le montage

Nous avons noté, durant les essais de laboratoire, plusieurs points qui pourraient être améliorés par rapport au montage.

Premièrement, nous regrettons l'absence d'un interrupteur d'urgence au niveau du plateau mécanisé dont le rôle serait d'éviter un bris du système mécanique. Cet interrupteur permettrait notamment de stopper rapidement le plateau par l'utilisateur par exemple lorsqu'il arrive à son niveau le plus bas ou le plus élevé.

Au niveau de la vidange de la colonne, les boues (ou sol) soumises à un essai de consolidation, prennent une consistance telle qu'il est impossible d'utiliser le tuyau de vidange pour les expulser à la fin de l'essai. Nous avons eu, notamment avec le kaolin (les boues ayant été échantillonnées par démontage de la colonne), de grandes difficultés à remettre en suspension les particules pour les vidanger. Il est donc important, si on ne souhaite pas démonter systématiquement la colonne à la fin de chaque essai, de s'assurer que la dimension du laboratoire (notamment la hauteur de

plafond) permette d'utiliser des outils adéquats (agitateur, mélangeur) pour venir remettre les boues consolidées en suspension afin de pouvoir les évacuer par la vidange au fond de la colonne.

Il est à mentionner également que nous avons rencontré plusieurs difficultés au cours de nos expériences avec les capteurs de pression. Une série de capteurs défectueux a notamment perturbé plusieurs de nos essais. On recommande donc la plus grande prudence dans la manipulation de ces appareils, extrêmement sensibles aux excès de pressions d'origine variée (mise en place, serrage, saturation, etc.). Enfin, une coupure de courant a également provoqué une perturbation lors de nos essais et nous suggérons aux utilisateurs d'un système semblable de s'équiper d'un onduleur de tension, pour protéger les appareils d'acquisition.

La mesure de densité non destructive par rayon gamma est une méthode fiable, adaptable au montage de laboratoire développé dans le cadre de ce projet de maîtrise. Son application va permettre d'aller chercher une information importante sur les échantillons durant les tests de sédimentation et de consolidation. Nous verrons dans la suite de ce mémoire que les mesures de densité jouent un rôle primordial dans l'analyse des essais de consolidation et permettent de calculer de nombreux paramètres physiques. Nous présenterons également plusieurs recommandations par rapport au modus operandi des mesures de densité et par rapport au coefficient d'absorption massique des boues.

On peut aussi néanmoins mentionner plusieurs inconvénients relatifs à la manipulation des appareils de mesure. Les photomultiplicateurs, notamment, ne tolèrent aucune erreur de manipulation et demandent un soin extrême. Cela est parfois difficilement compatible avec les réalités d'un laboratoire où s'entrecroisent de nombreux capteurs, fils, ordinateurs. Nous avons eu à faire face à deux bris au niveau des photomultiplicateurs durant nos expériences, et nous tenons à remercier le département de physique de l'université McGill qui nous a permis de poursuivre nos expériences en mettant à notre disposition du matériel de laboratoire.

On peut également revenir brièvement sur une limitation de la mesure de la densité pour les points de mesures les plus élevés et la présence du piston à moins de 10 cm de la surface de mesure (on rappelle que l'on a estimé l'influence des zones de transition à 10 cm). Nous avons donc décidé de ne pas prendre de mesures en deçà

d'une distance de sécurité de 10 cm du piston d'application des charges ponctuelles. Il est toutefois difficile de connaître la réelle influence sur les mesures.

Concernant l'application de charges ponctuelles, étant donné les risques de chute des poids, nous recommandons de ne pas dépasser des charges de 40 kg avec le système actuel. Nous suggérons fortement aux futurs utilisateurs du montage de modifier le système d'application des charges afin de permettre d'augmenter la charge maximale applicable au système.

Enfin, nous avons vu l'importance du coefficient d'absorption massique pour les boues BHD contenant beaucoup de fer. Un calcul itératif de la densité, par approximation successive du coefficient k_a , serait nécessaire afin d'obtenir une mesure encore plus fiable de la densité par rayons gamma.

Chapitre 4 PRINCIPAUX RESULTATS DES ESSAIS

4.1. Introduction

Le montage expérimental de laboratoire que nous venons de décrire au chapitre précédent permet de réaliser une série d'essais de sédimentation et de consolidation sur un volume important et de tester des sols dont la teneur en eau est très élevée (des pulpes que l'on ne retrouve que très rarement à l'état naturel, mais que l'industrie produit en quantités importantes, les boues BHD notamment). Nous avons choisi de procéder à des essais sur deux types de matériau : une argile (kaolin) aux propriétés physico-chimiques connues et une boue haute densité prélevée sur un site minier en réhabilitation pour laquelle nous devons procéder à une caractérisation générale avant de procéder aux essais eux-mêmes. Le kaolin va donc nous permettre de « tester » la colonne d'essai tout en ayant la possibilité de valider nos résultats puisque le matériau est connu. Nous pourrons ensuite tester la boue et recueillir des informations jusqu'alors peu connues.

Ce chapitre est segmenté en trois sections : une présentation des propriétés des matériaux, les résultats des essais avec le kaolin et, enfin, les résultats des essais avec les boues. Les résultats seront analysés au chapitre 5.

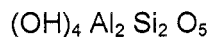
4.2. Description des échantillons

4.2.1. Kaolin

Présentation générale

Afin de valider le montage de laboratoire, nous avons réalisé plusieurs expériences avec un sol aux propriétés connues. Nous avons sélectionné le kaolin sous deux formes (Hydrite ®R et Hydrite ® Flat D) commercialisées par la compagnie Dry Branch Kaolin Co. La principale différence entre les deux types de Kaolin utilisés est leur granulométrie, plus fine dans le cas de Hydrite ® R.

D'un point de vue minéralogique, la kaolinite appartient au groupe kaolinite-serpentine et sa composition chimique est du type :



Caractéristiques physico-chimiques

La densité relative des grains mesurée est de 2,58. La granulométrie selon le type de Kaolin est présentée à la figure 4-1. On retrouve en Annexe A21 (voir CD joint au mémoire) la description technique de ce type d'argile fournie par le manufacturier.

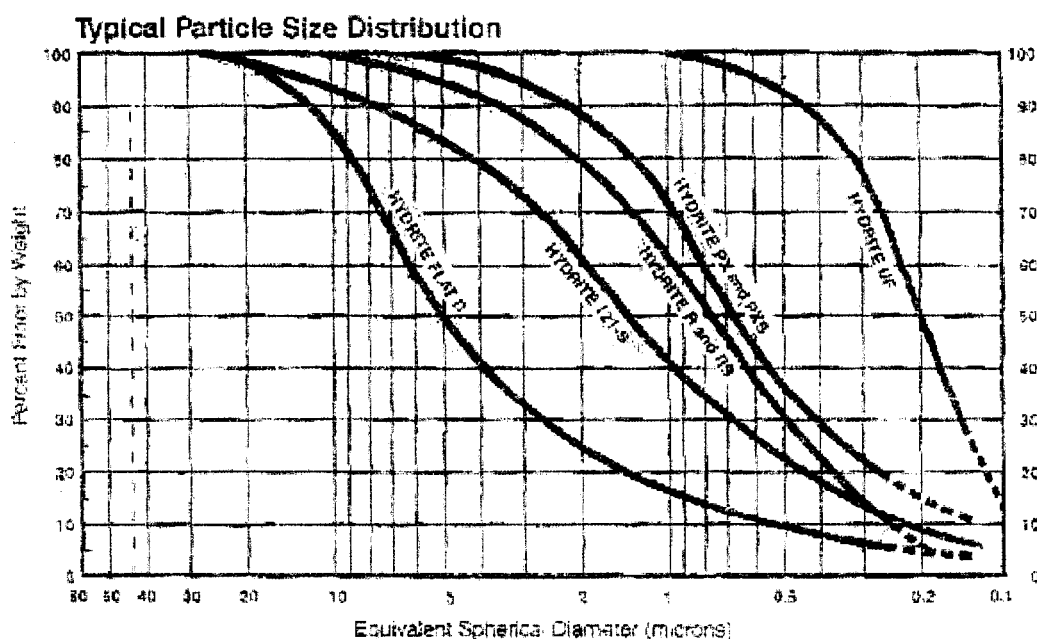


Figure 4-1 : Granulométrie du Kaolin fournie par le manufacturier

4.2.2. Boues haute densité de traitement des eaux

Présentation générale

Les boues de traitement des eaux de drainage minier acides utilisées dans les essais de sédimentation/consolidation proviennent d'une ancienne exploitation de cuivre et

zinc située en Abitibi (Québec, Canada) en cours de réhabilitation. Une composante de la solution environnementale retenue pour gérer ce site minier comporte un traitement chimique du drainage minier acide généré par les rejets miniers sur le site. Une usine de traitement du DMA a été implantée et elle devrait générer une boue à haute densité (la densité de pulpe se situe généralement aux environs de 11 % à 15 % avec un pH de 8,2 à 8,7)

Pour nos essais, les boues ont été récupérées à la sortie du clarificateur de l'usine de traitement dans des barils de 45 gallons US. Transportées jusqu'à Montréal par camion dans le laboratoire de la Chaire, elles ont ensuite été déversées dans une cuve en acier équipée d'un agitateur mécanique électrique. La mesure de densité de

pulpe $\left(P\% = \frac{M_s}{M_T} \right)$, réalisée après homogénéisation des boues, a donné un résultat

de 7,8%. Lors du prélèvement, la pompe de sortie du clarificateur a été actionnée pendant une trop longue période de temps avant le remplissage du baril (les boues se densifient dans le fond du clarificateur et, selon le temps de sédimentation, une quantité plus ou moins importante se dépose), ce qui a eu pour effet d'augmenter la quantité d'eau dans les de boues et par conséquent d'abaisser la densité de pulpe (augmentation de la masse d'eau, W_w). La densité en place serait donc plus élevée que celle des boues échantillonnées.

Étant donné que l'objectif des essais était de réaliser des essais sur des boues haute densité représentatives de celles que l'on retrouve dans l'industrie, on a dû prendre certaines mesures. Pour faire face à cette densité de pulpe relativement basse, on a laissé les boues sédimenter naturellement dans la cuve d'acier du laboratoire pendant plusieurs jours et on a soustrait progressivement le surnageant. Cela a permis de relever la densité de pulpe aux environs de 11,1 %. Après cela, les boues ont été à nouveau homogénéisées par agitation mécanique et stockées dans des barils de 20 litres hermétiquement fermés pour un usage futur dans la colonne d'essai.

Nous avons procédé à plusieurs types d'analyse sur ces boues. La majeure partie des analyses géochimiques a été dirigée par le Dr Louis Bernier, associé de recherche de la Chaire. Étienne Bélanger, technicien, a réalisé les mesures de granulométrie et de densité des grains de sol. Enfin, Christian Dallaire, technicien au laboratoire de

géochimie du département CGM, a analysé plus particulièrement les caractéristiques chimiques des échantillons. Nous présentons ci-après, les principaux résultats de ces études.

Minéralogie

Une analyse sur des boues non lavées et lavées (avec de l'eau déminéralisée) par le Dr Louis Bernier à l'aide de la diffraction des rayons X (DRX) a permis d'identifier les principales composantes des boues (Annexe A22, voir CD joint au mémoire).

Les tableaux des résultats des analyses minéralogiques (Annexe A22, voir CD joint au mémoire) a permis de constater que les boues sont pratiquement amorphes, très peu cristallines, ce qui est typique pour des hydroxydes de fer ferreux. La phase principale semble être de la ferrihydrite avec un peu de goethite et d'hématite, ces 2 dernières phases étant probablement produites lors du séchage à l'étuve. Il y a également un très bon pic d'un minéral argileux qui pourrait être de la nontronite. On peut également mentionner que la présence de gypse n'a pas été détectée. Les analyses chimiques permettront de déterminer les sulfates solubles et le soufre total.

Caractéristiques physico-chimiques

Une analyse du surnageant (tableau 4-1) permet d'obtenir des résultats sur l'électrochimie, les sulfates hydrosolubles et le fer total (Fe_t par colorimétrie). Les mesures du pH et du pe placées dans le diagramme pe-pH (figure 4-2) montrent que l'on se trouve exactement dans le champ de stabilité de la ferrihydrite, $Fe(OH)_3$ (point en rouge sur la figure 4-2).

Tableau 4-1 : Analyse chimique du surnageant (selon L. Bernier)

Date	2003-09-16	
T	C	24.2
pH		8.18
Conductivité	uS/cm	2070
Salinité	%	0.9
ORP	mv	228
Eh	mv	428
pe		7.226
Alcalinité	mg/L CaCO ₃	16
Acidité	mg/L CaCO ₃	19.6
SO ₄	mg/L	1500
Fet	mg/L	0.01

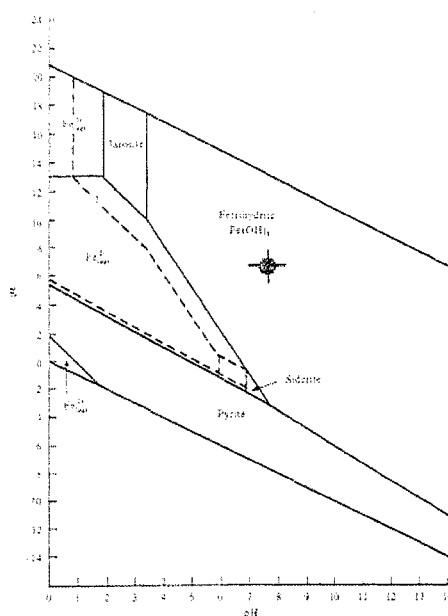


Figure 4-2 : Diagramme pe-pH pour des minéraux ferreux sélectionnés à 25°C, en supposant des activités de 10^{-4} pour le fer dissous, 10^{-4} pour le potassium dissous, et 10^{-2} pour le soufre dissous, en supposant $P_{CO_2} = 10^{-2}$ (à partir des travaux de Nordstrom *et al.*, 1986)

Une analyse par spectroscopie d'absorption atomique réalisée par L. Bernier (sauf pour le soufre, déterminé par combustion à l'aide d'un appareil LECO) a permis d'obtenir les résultats montrés au tableau 4-2.

Tableau 4-2 : Caractéristiques chimiques des boues (selon L. Bernier)

Échantillon de boue	Précipité		Solution surnag.
	1		
SiO ₂ %	6,95		
Al ₂ O ₃ %	9,38	Al mg/L	0,15
Ti ₂ O %	< 0,01	Ti mg/L	< 0,1
CaO %	4,80	Ca mg/L	500
MgO %	9,20	Mg mg/L	13
Na ₂ O %	0,06	Na mg/L	14
K ₂ O %	0,02	K mg/L	5
Fe(tot) exprimé en Fe ₂ O ₃ %	37,89	Fe mg/L	< 0,1
MnO %	1,40	Mn mg/L	< 0,1
S (total) %	1,92		
C (total) %	0,65		
Perte au feu 1000 °C (P.A.F.) %	24,5		
Cu mg/kg	8000	Cu	0,10
Cd mg/kg	53	Cd	0,007
Cr mg/kg	450	Cr	< 0,5
Ni mg/kg	145	Ni	0,06
Zn mg/kg	25000	Zn	35

Le logiciel Visual Minteq® v.2.14, utilisé par le L. Bernier avec les caractéristiques physico-chimiques du surnageant, permet d'obtenir plusieurs informations (Annexe A23, voir CD joint au mémoire). La différence de charges électrostatiques,

$\sum_{\text{cations}} - \sum_{\text{anions}}$, (environ 11 %) indique une analyse chimique valide (selon Louis

Bernier, on considère généralement qu'en dessous de 15 %, les résultats sont fiables). Le tableau des espèces, le tableau de distribution des espèces, le tableau de distribution massique ainsi que le tableau des indices de saturation minéralogique sont présentés en Annexe A23 (voir CD joint au mémoire).

La granulométrie des boues a été déterminée par analyse des particules avec un système Malvern Mastersizer® au laboratoire de l'URSTM (Unité de recherche et de service en technologie minérale de l'Abitibi-Témiscamingue) situé à l'UQAT (Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue). La figure 4-3 montre les résultats obtenus et l'allure de la courbe générale. On observe une valeur de D_{50} de $8\mu\text{m}$ et une valeur de D_{10} de $1\mu\text{m}$. Tous les détails de l'analyse sont présentés en Annexe A24 (voir CD joint au mémoire).

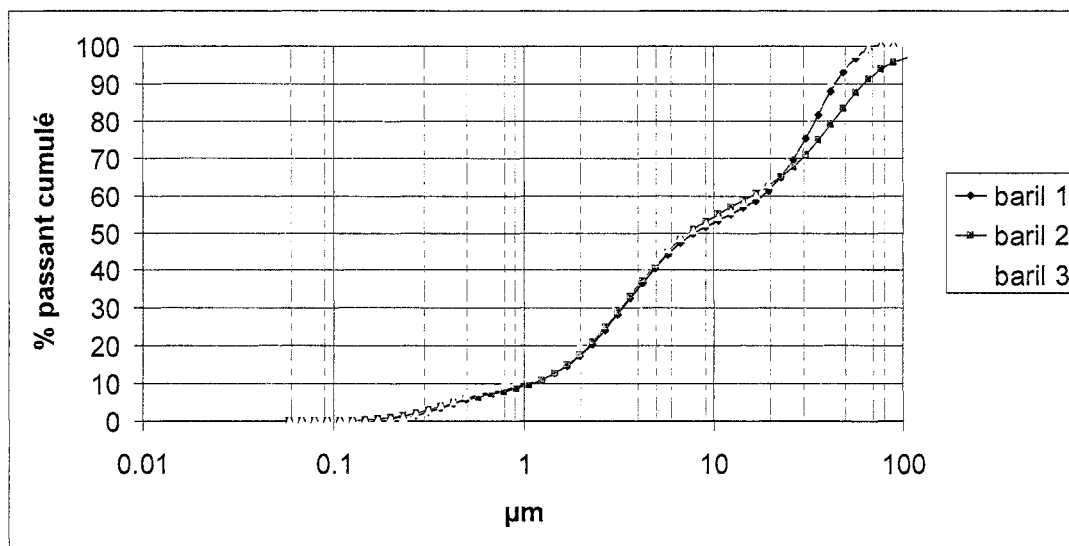


Figure 4-3 : Granulométrie des boues BHD (obtenue au laboratoire de l'URSTM)

La densité relative des grains (D_r , ou Specific Gravity en anglais) a été déterminée à l'aide d'un pycnomètre (ASTM, 2000) et donne les résultats présentés au tableau 4-3.

Tableau 4-3 : Densité des grains de boues

Échantillon	D_r
#1	3.141
#2	3.131
Moyenne	3.136

Les résultats sont présentés en détails en Annexe A25 (voir CD joint au mémoire).

4.3. Essais en colonne avec du Kaolin

4.3.1. Présentation générale de ces essais de calibration

Nous avons procédé à plusieurs types d'essais avec le Kaolin. L'objectif de cette série de mesure était de mettre au point le montage expérimental de façon à pouvoir ensuite traiter des boues BHD. Au cours des expérimentations, nous avons fait plusieurs modifications sur la colonne, notamment en ce qui concerne les capteurs de pression. Le support de la colonne a également été très largement modifié, comme en témoigne la figure 4-4, prise en juin 2002.



Figure 4-4 : Montage expérimental en juin 2002 (avant les modifications effectuées pour obtenir le montage final)

Nous allons présenter les résultats de quatre essais débutés les 29 mai, 5 juin, 16 juillet et 31 juillet 2003. Nous n'avons pas fait de mesures de densité sur ces échantillons puisque la technique a été validée séparément au préalable. Cela visait à limiter les opérations à effectuer pour se concentrer sur les mesures à mettre au point (pression notamment). Le tableau 4-4 présente le récapitulatif de chaque essai. On retrouve l'intégralité des résultats en Annexe A26 (voir CD joint au mémoire).

Tableau 4-4 : Essais en colonne faits sur le Kaolin

Date de début de l'essai	Proportions Hydrite Flat D / Hydrite R	Durée de l'essai	Densité de pulpe initiale	Type d'essai - Remarques
29 mai 2003	50/50	160 h	12 %	Essai de sédimentation simple.
5 juin 2003	50/50	120 h	12 %	Essai de sédimentation simple.
16 juillet 2003	80/20	353 h	30 %	Essai de sédimentation/consolidation. Trois étapes de consolidation : 7,5 kPa, 14 kPa et 42 kPa.

Les pressions interstitielles mesurées durant cet essai présentaient des fluctuations importantes et une déviation générale par rapport aux résultats théoriques escomptés. Cela laissait présager un problème au niveau des capteurs ou du système d'acquisition.

Nous avons donc repris la calibration des capteurs pour tenter d'isoler le phénomène. Une fois encore, malgré une nouvelle calibration des capteurs, on a observé des variations importantes. Les capteurs « douteux » sont alors éliminés du montage expérimental mais au dernier essai on retrouve encore des capteurs de pression

défaillants. On ne mesure aucune surpression dans le sol malgré une augmentation de la contrainte totale de 42 kPa (dernière étape).

Les essais de sédimentation/consolidation avec un mélange de Kaolin ont permis de tester le montage et en particulier les capteurs de pression. Le mouvement de l'interface de sédimentation montre le comportement escompté selon la littérature. Cependant, il s'est avéré que les capteurs utilisés étaient souvent défaillants, et nous avons dû procéder à leur remplacement complet. Des capteurs similaires ont donc été achetés et nous verrons au paragraphe suivant qu'ils ont très bien fonctionné, expliquant par le fait même les mauvaises réponses des capteurs avec le kaolin. Il est impossible d'interpréter les valeurs de pression mesurée étant donné la défectuosité des capteurs. On peut malgré tout se poser des questions concernant l'essai de sédimentation/consolidation débuté le 16 juillet 2003, durant lequel on a appliqué des charges ponctuelles jusqu'à 42 kPa. Le premier design du piston prévoyait une surface de géotextile légèrement supérieure à la surface interne de la colonne afin d'éviter la remontée de particules de sol le long de la paroi. Cette propriété du piston imposait un frottement important sur la paroi. De façon très simplifiée, nous avons évalué ce frottement en observant la masse à appliquer sur le piston afin que celui-ci se déplace verticalement vers le bas de la colonne. Nous avons obtenu une charge de 1750 g. Ce frottement est probablement également responsable de la mauvaise réponse du sol aux charges ponctuelles. À titre de comparaison, on peut se rappeler que l'essai de consolidation traditionnel, par œdomètre (anneau fixe ou anneau flottant) tente de limiter au maximum cette friction latérale par l'application de lubrifiant. Par la suite, nous avons plutôt réduit la surface de géotextile de sorte que le piston ait un diamètre légèrement inférieur à celui de la colonne d'essai. Ainsi, le piston modifié induit une friction nettement inférieure. Les expériences réalisées sur les boues BHD, avec ce type de piston, ont montré qu'une infime proportion de particules de sol remonte le long de la colonne pour se redéposer sur la partie supérieure du piston. Enfin, les expériences avec le kaolin ont montré l'importance d'une parfaite saturation des capteurs, ce à quoi nous avons veillé tout particulièrement pour les essais subséquents.

4.4. Essai de sédimentation et de consolidation avec des boues

4.4.1. Récapitulatif de l'essai

Le principal type d'essai réalisé sur le montage expérimental est un essai de sédimentation/consolidation sur des boues de traitement. D'une durée de 49 jours (du 7 octobre au 25 novembre 2003), cet essai comporte une étape initiale de sédimentation, suivie de trois étapes de consolidation avec surcharge. Nous avons mesuré l'évolution de la position de l'interface de sédimentation, du tassement, des pressions interstitielles ainsi que de la densité des boues. À la fin de l'essai, les boues consolidées ont été échantillonnées pour analyse. Nous présentons au tableau 4-5, un récapitulatif de l'état initial et de l'état final des boues dans la colonne. On retrouvera l'ensemble des résultats en Annexe A27 (voir CD joint au mémoire).

Tableau 4-5 : Récapitulatif de l'essai de sédimentation/consolidation avec des boues

Boues BHD	État initial	État final
Hauteur totale des boues (cm)	99	66,4
Tassement (cm)	0	32,6
Volume eau (cm ³)	17505,0	11471,3
Volume de boue (cm ³)	719,6	719,6
Masse de boue (g)	2256,6	2256,6
Degré de saturation (%)	100	100
Indice des vides, e	24,3	15,9
Porosité, <i>n</i> (%)	96,05	94,09
Teneur en eau, <i>w</i> (%)	776	508
Densité de pulpe, <i>P</i> (%)	11,4	16,4
Densité humide (g/cm ³)	1,084	1,126

Les informations concernant les étapes de consolidation effectuées sur les boues sont présentées dans le tableau 4-6.

Tableau 4-6 : Étapes de consolidation pour les boues

Boues BHD	$\Delta\sigma_T$ (kPa)	Durée (jours)
État initial	0	4
Chargement #1	5,13	2
Chargement #2	10,3	18
Chargement #3 (correspond environ à une épaisseur de 2m de boue)	20,6	25

Dans les paragraphes suivants, nous allons présenter les résultats obtenus.

4.4.2. Mesure de la hauteur de l'interface entre l'eau claire et les boues en fonction du temps

À l'état initial, les boues sont en phase de sédimentation et la hauteur de l'interface correspond à l'interface de sédimentation. En phase de consolidation (lorsque des surpressions apparaissent dans le sol), on parle de tassement. Le graphique suivant montre l'évolution de la position de l'interface en fonction du temps selon la contrainte appliquée (charges ponctuelles) :

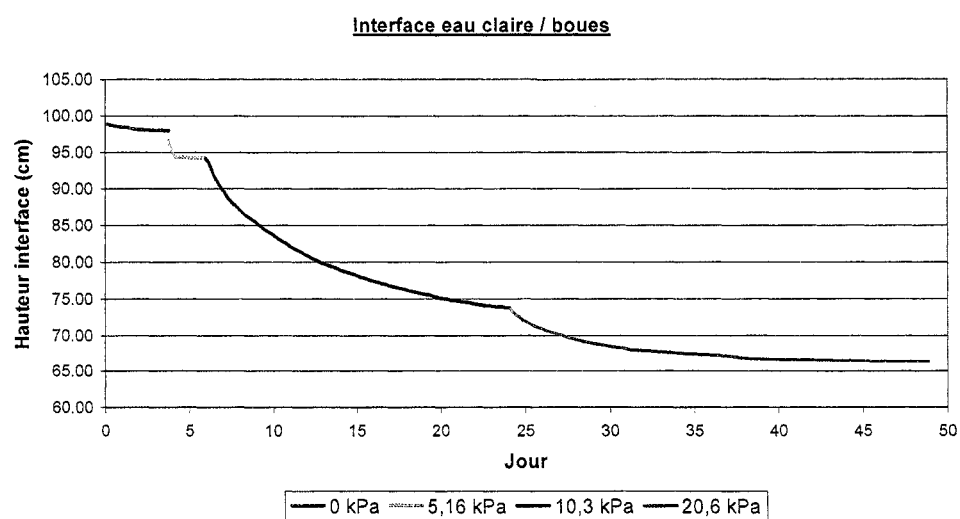


Figure 4-5 : Mesure de la hauteur d'interface eau/boues en fonction du temps

L'interface tend vers une hauteur d'équilibre à la fin de chaque étape de consolidation, lorsque les pressions interstitielles en excès se sont dissipées.

4.4.3. Mesure des pressions interstitielles

La pression interstitielle est mesurée par l'intermédiaire de 7 capteurs (0 à 6) espacés de 10 cm et dont le premier (capteur 0) se situe à 4 cm du fond de la colonne (résultats détaillés en Annexe A27, voir CD joint au mémoire). Nous avons mesuré la pression interstitielle à une période de 10 minutes. Il y a eu une interruption de courant électrique durant l'étape de chargement de 5,16 kPa. Par conséquent, nous avons perdu en grande partie les données pour cette période de temps. Pour cette raison, la surcharge a été appliquée après un court laps de temps (2 jours). Enfin, vers la fin de l'essai, nous avons également perdu une série de résultats en raison d'un problème informatique, mais ces pertes n'ont pas d'influence sur les résultats de l'étude.

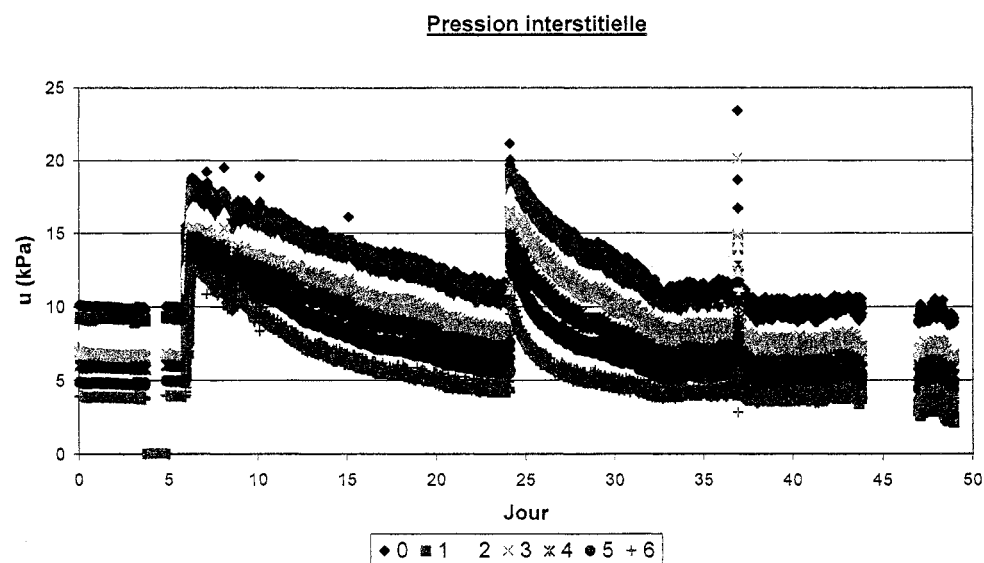


Figure 4-6 : Pressions interstitielles en fonction du temps pour les capteurs 0 à 6

Pressions interstitielles en fonction de la hauteur et du temps

Pour tracer ces courbes, on a décidé de faire une compilation des mesures de pressions interstitielles pour chaque jour, à 12 h 00 en fonction du chargement de consolidation appliqué. Au début (figures 4-7 et 4-8), la linéarité des pressions en fonction de la hauteur indique que le sol n'est pas encore en consolidation. Lorsque les surpressions apparaissent (à partir de l'étape de chargement 10,3 kPa, figures 4-9 et 4-10), les valeurs de pressions ne s'alignent plus. Cette information nous sera très utile pour l'analyse future des résultats.

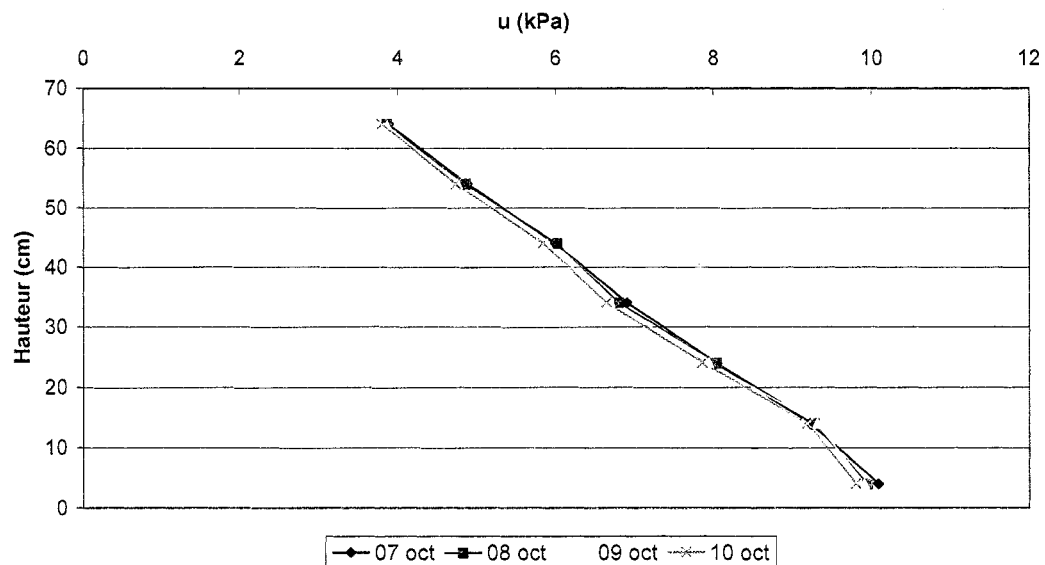


Figure 4-7 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 0$ kPa)

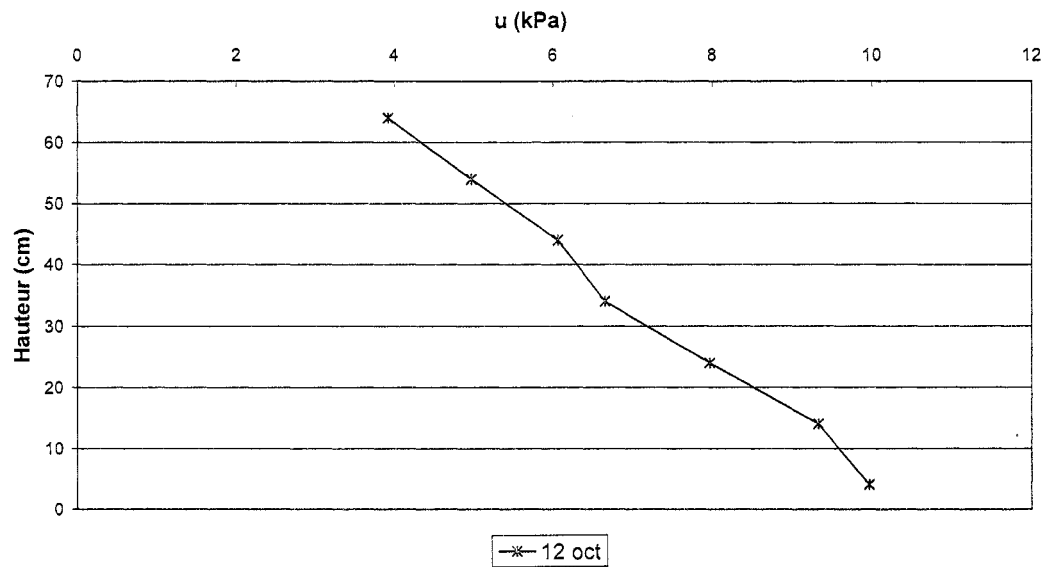


Figure 4-8 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 5,16$ kPa)

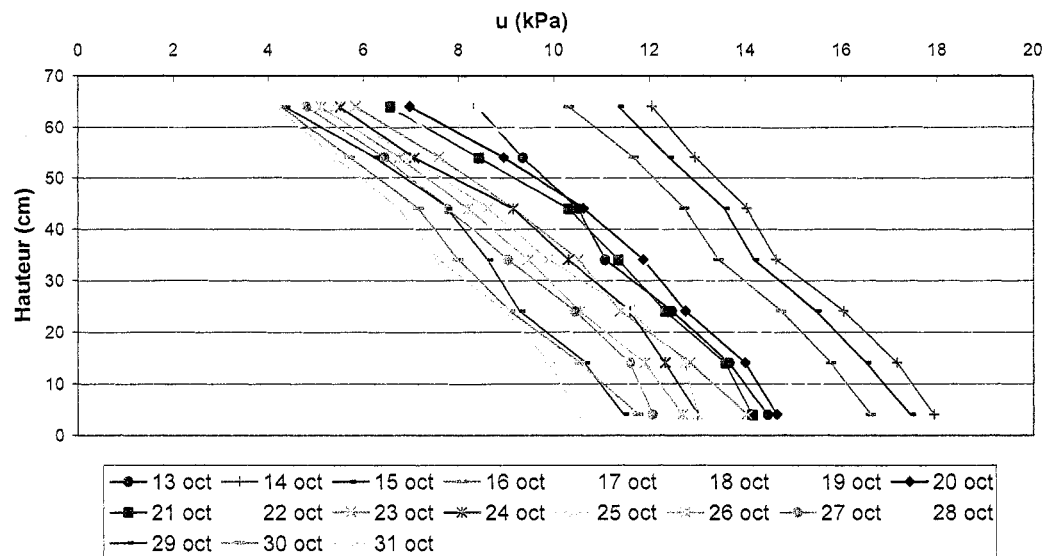


Figure 4-9 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 10,3$ kPa)

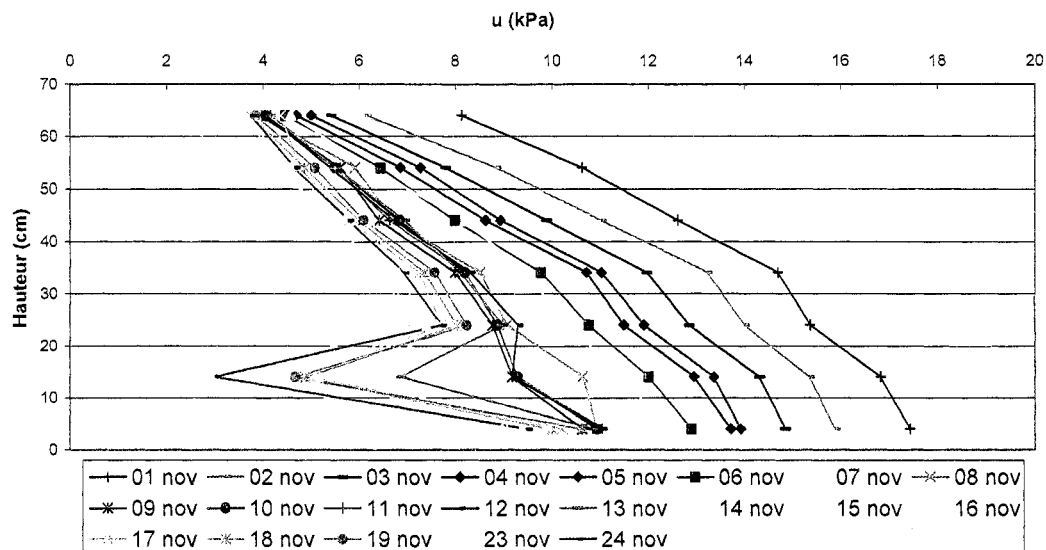


Figure 4-10 : Pressions interstitielles en fonction de la hauteur - ($\sigma_T = 20,6$ kPa)

4.4.4. Mesure des densités

La figure 4-11 montre les variations de la densité des boues au travers de la colonne à l'état initial et à l'état final. Le coefficient d'absorption massique k_a utilisé a été déterminé à l'aide de la composition chimique de ces boues. Les valeurs de densité (sur une base quotidienne) ne varient que faiblement d'un jour à l'autre. Par conséquent, afin de rendre les graphiques lisibles, nous avons choisi de présenter un graphique pour 5 mesures, au niveau de chaque capteur de pression le long de la colonne. On retrouve l'intégralité des résultats en Annexe A27 (voir CD joint au mémoire).

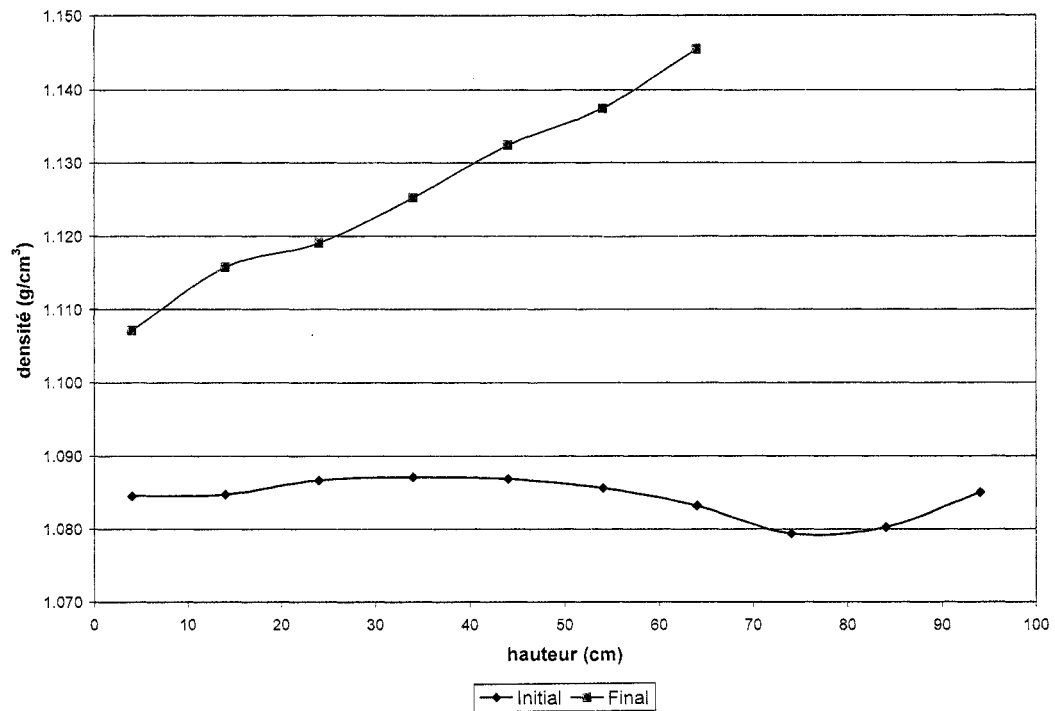


Figure 4-11 : Variation de la densité dans la colonne (états initial et final)

On peut aussi représenter l'évolution de la densité en fonction du temps, à chaque niveau de mesure dans la colonne (c'est-à-dire vis-à-vis de chaque capteur de pression).

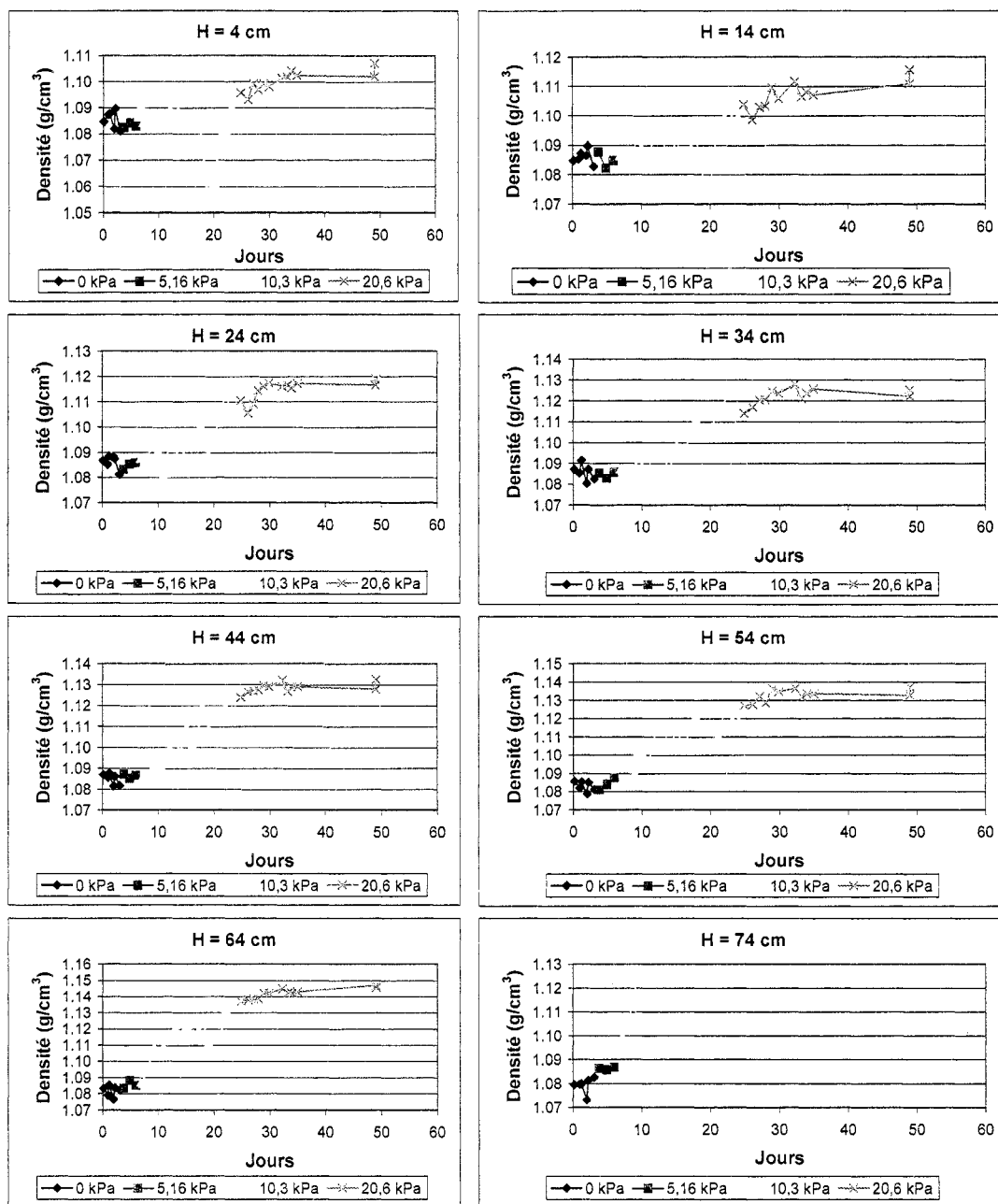


Figure 4-12 : Variation de la densité dans le temps pour chaque hauteur de mesure

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre (et ceux présentés en Annexe A27, voir CD joint au mémoire) sont revus, analysés et discutés au chapitre suivant.

Chapitre 5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

5.1. Analyse de la consolidation des boues

L'objectif de l'essai de sédimentation et de consolidation est de simuler la déposition et le tassement des boues BHD de traitement des eaux acides. Un essai de consolidation œdométrique se fait typiquement sur un échantillon de petite dimension. Ici, on a pu étudier dans la colonne le comportement d'un échantillon de 100 cm de haut et de 15 cm de diamètre (la capacité maximale de la colonne est supérieure mais nous nous sommes limités à cette hauteur en raison du nombre de capteurs de pression disponibles pour l'essai). Avec un œdomètre donc, on cherche à mesurer le module du sol (considéré comme homogène) en compression confinée (voir Chapitre 2). Dans la colonne, cependant, on ne peut plus considérer l'échantillon de sol comme uniforme. Il faudra donc considérer cet échantillon comme la superposition de plusieurs couches, initialement homogènes. L'augmentation des sollicitations externes agira sur chacune des couches dont la réponse, en termes de pression interstitielle et de densité, variera selon la position de la couche dans l'échantillon et, par conséquent, selon sa distance maximale de drainage (drainage simple dans le cas de notre montage expérimental).

Reprenons l'essai à partir de la mise en place de l'échantillon dans la colonne. La première mesure de densité humide (3 heures après la mise en place des boues), montre une bonne homogénéité des boues en place. Pour 10 mesures sur l'ensemble de l'échantillon (de 4 à 94 cm), on obtient une valeur moyenne de $1,084 \text{ g/cm}^3$ avec un écart-type de 0,003, soit une différence de moins de 0,3 % entre les différents niveaux (ce qui peut être attribué du moins en grande partie à la précision de la mesure elle-même). Cette densité moyenne nous permet de calculer la densité de pulpe initiale. Pour tous nos calculs, on considère que les boues sont totalement saturées (volume des vides = volume eau). Les fonctions définissant les relations entre la densité humide et la densité de pulpe sont définies par :

$$\rho_{sat} = \frac{\frac{1}{P}}{\left(\frac{1}{D_r} + \frac{1}{P} - 1 \right)} \quad (5-1)$$

$$P = \frac{\left(\frac{1 - \rho_{sat}}{\rho_{sat}} \right)}{\left(\frac{1 - D_r}{D_r} \right)} \quad (5-2)$$

avec :

- ρ_{sat} : densité humide saturée de la boue (g/cm^3) ;
- D_r : densité relative des grains ;
- P : densité de pulpe (%).

À l'aide de l'équation 5-2, on obtient une densité de pulpe de 11,4 %. Cette même densité humide nous permet de déduire l'indice des vides initial, e_0 , à partir de la relation suivante :

$$e = \frac{\rho_{sat} - D_r}{1 - \rho_{sat}} \quad (5-3)$$

On obtient un e_0 de 24,3, ce qui est très élevé.

On peut obtenir la masse de sol et la masse d'eau comprises dans l'échantillon, connaissant sa densité de pulpe. Ce calcul nous permet de déduire la teneur en eau

de l'échantillon $\left(w\% = \frac{1}{P} - 1 \right)$. Pour nos boues, on a une teneur en eau massique

initiale de 776 %. On est donc en présence d'une boue constitué d'eau, avec un indice des vides très élevé. Des propriétés semblables sont très exceptionnellement présentes dans la nature (certaines argiles ont des teneurs en eau se limitant à 150-200 % maximum).

Avant de parler plus en détail de l'analyse des résultats obtenus, il nous faut parler du calcul des contraintes totales dans l'échantillon. L'équation suivante permet de calculer cette contrainte totale à une profondeur donnée (cas statique) :

$$\sigma_T = (h_w \times \rho_w \times g) + (h_s \times \rho_{sat} \times g) \quad (5-4)$$

avec :

- σ_T : contrainte totale dans l'échantillon à un instant donné (Pa) ;
- h_w : hauteur d'eau claire au dessus des boues (m) ;
- h_s : hauteur de boues au dessus de l'échantillon (m) ;
- ρ_w : densité de l'eau (1000 kg/m³) ;
- ρ_{sat} : densité de l'échantillon (kg/m³) ;
- g : accélération universelle (9,81 m/s²).

Pour simplifier le traitement des données, on considère ici que chaque couche de boue, d'une épaisseur de 10 cm, centrée sur chaque capteur de pression (4 cm, 14 cm, 24 cm, etc.), supporte une contrainte totale uniforme (i.e. celle au centre de la couche)

Le tableau 5-1 présente les contraintes totales initiales dans les boues à la position des capteurs de pression.

Tableau 5-1 : Contraintes totales initiales dans les boues BHD selon la position des capteurs

H (cm)	4	14	24	34	44
σ_T (kPa)	10,2	9,1	8	7	5,9
H (cm)	54	64	74	84	94
σ_T (kPa)	4,8	3,8	2,7	1,6	0,5

Cette contrainte totale ne varie pas dans le temps (si les valeurs de h_w et h_s restent constantes) tant que l'on n'applique pas de charges ponctuelles par l'intermédiaire du

piston. Cette information est essentielle pour déduire, de la mesure de pression interstitielle u , la contrainte effective, σ' , dans les boues :

$$\sigma' = \sigma_T - u \quad (5-5)$$

Au fur et à mesure du déroulement de l'essai, on évalue la pression effective par l'équation 5-5 modifiée : $\sigma' = (\sigma_T + \Delta\sigma_T) - u$, avec $\Delta\sigma_T$ la variation de la contrainte totale, due à la charge ponctuelle appliquée. On néglige l'évaporation de l'eau dans la colonne.

Durant l'essai, on mesure en continu les pressions interstitielles et on en déduit systématiquement une valeur de contrainte effective aux capteurs. En combinant ces valeurs avec les mesures de densité (dont nous déduirons l'indice des vides, e), nous pourrions tracer une courbe contrainte-déformation, et ce, pour chaque étape de consolidation.

À titre d'exemple, nous présentons à la figure 5-1, la contrainte effective et la pression interstitielle en fonction du temps pour le capteur 3, situé à $h = 34$ cm du fond de la colonne.

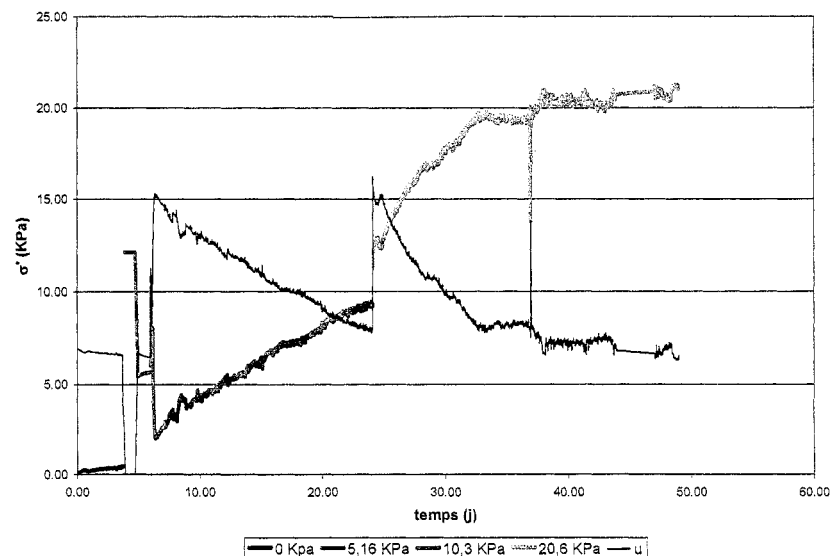


Figure 5-1 : Contrainte effective et pression interstitielle vs temps pour capteur 3 (34 cm)

Au début de l'essai, la contrainte effective est quasi nulle. En effet, la boue n'a pas encore terminé l'étape de sédimentation. Pour la première charge appliquée, 5,16 kPa, les problèmes techniques (dont deux interruptions de courant électrique) ne permettent pas de tirer des conclusions. Pour la seconde charge (10,3 kPa, appliquée au jour #5), on voit bien la réaction des boues. On a vu, à la figure 4-6, qu'immédiatement après l'application de la charge, la pression interstitielle augmente car l'eau supporte la variation de la contrainte totale. Avec le temps, cette surpression se dissipe et se transmet à la contrainte effective. Si nous avions été à l'état d'équilibre après l'application de la charge précédente, nous aurions dû débiter cette remontée aux alentours de 5 kPa. Cependant, nous ne devions pas être à cet état d'équilibre car la pression effective débute son ascension à partir de 2,3 kPa. À la fin de ce second palier de chargement, en revanche, on est arrivé à 10 kPa, la pression interstitielle est donc redescendue à son point d'équilibre et le sol a repris la charge. On est donc passé au chargement suivant : 20,6 kPa.

Cette fois, le sol avait effectivement parfaitement repris la charge précédente et la contrainte effective a poursuivi sa progression pour atteindre un nouveau plateau à 20 kPa, une fois les pressions interstitielles dissipées. Nous avons là un comportement en consolidation typique.

Il est intéressant de noter que le sol n'entre pas en consolidation dès l'application de la première charge. On peut vérifier cette hypothèse à l'aide d'autres données. Si nous observons les courbes de pression en fonction de la hauteur dans la colonne, on voit que pour le commencement du second chargement (10,3 kPa), elle est linéaire. Il n'y a donc pas de surpression dans le sol (figure 4-9). C'est seulement à partir du 20 octobre ($\Delta t = 13$ j), que l'on voit apparaître une déviation par rapport à la relation induite entre les pressions et la hauteur, signifiant l'apparition de surpression dans le sol. On confirme cette donnée sur la figure 5-1, puisqu'à partir de $\Delta t = 13$ jours, la contrainte effective parvient à la valeur de 5 kPa, qui correspond à la contrainte effective que la boue aurait dû présenter si le sol avait été parfaitement consolidé par la charge de 5,13 kPa. Il y a eu probablement un délai trop court pour passer de la première à la seconde charge. La première charge aurait dû permettre au sol de terminer sa phase

de consolidation hydrodynamique, et une fois les particules de sol confinées, nous aurions pu voir la première phase de consolidation.

Une autre information nous permet de vérifier à partir de quel moment le sol entre en phase de consolidation, c'est la mesure de la densité. La figure 5-2 montre une augmentation de la densité dans le haut de la colonne à partir de $\Delta t=9$ jours. Cette augmentation de densité résulte de l'expulsion de l'eau sous l'effet de la charge appliquée. Elle se produit d'abord dans le haut de la colonne puisque que c'est là que le chemin de drainage est le plus court. Ce gradient de densité nous informe donc que l'eau interstitielle a commencé à être expulsée du sol et que, par conséquent, nous avons débuté une phase de consolidation.

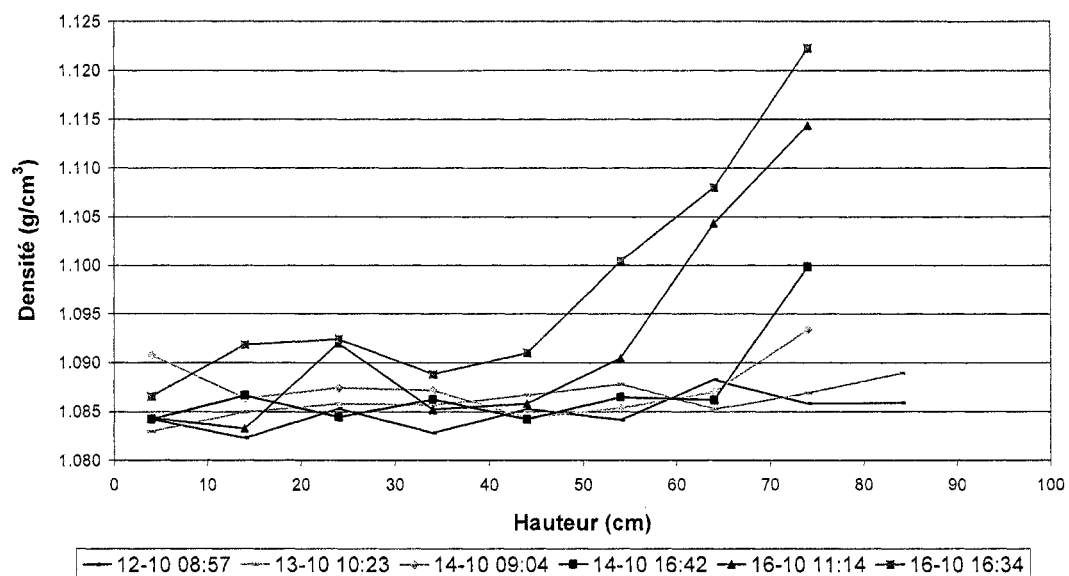


Figure 5-2 : Essai de consolidation et de sédimentation avec des boues. Variation de la densité dans la colonne (12/10/03 au 16/10/03)

En raison de limitations au niveau du système d'application des charges ponctuelles, il n'a pas été possible de poursuivre la consolidation au-delà d'une surcharge de 20,6 kPa. Malgré tout, les informations pour la dernière charge appliquée (20,6 kPa) sont suffisamment complètes pour pouvoir interpréter ces courbes et déterminer plusieurs paramètres.

Avant de procéder à l'interprétation de ces résultats, nous pouvons nous attarder à la dernière phase de notre essai, le démontage de la colonne d'essai et l'échantillonnage des boues consolidées.

À la fin de l'essai, le profil des densités (figure 4-11) montre une variation des propriétés des différentes couches de boues dans la colonne. Plus le chemin de drainage de l'échantillon est court (vers le haut de la colonne) et plus sa densité est élevée. Le tableau 5-2 présente ces variations de densité :

Tableau 5-2 : Densités des boues dans la colonne (états initiaux et finals)

Hauteur (cm)	Densité (g/cm ³)		
	État initial	État final ($\Delta t=49$ j)	Variation
4	1,085	1,107	0,023
14	1,085	1,116	0,031
24	1,087	1,119	0,032
34	1,087	1,125	0,038
44	1,087	1,132	0,046
54	1,086	1,137	0,052
64	1,083	1,145	0,062
74	1,079	-	-
84	1,080	-	-
94	1,085	-	-

Dès lors, on ne peut parler d'un matériau homogène. L'indice des vides de chaque couche varie. Avec nos mesures, nous pouvons tracer une interpolation linéaire pour estimer la densité des boues à chaque point dans la colonne (figure 5-3).

Pour l'ensemble de la colonne, nous pouvons estimer la densité moyenne à 1,126 g/cm³ et l'indice des vides final à 15,9. Cela nous donne également une densité de pulpe moyenne de 16,4 % à la fin de l'essai (après 49 jours).

Avant le démontage de la colonne, les boues avaient subi un tassement de -32,6 cm, ce qui signifie que nous avons 32,6 cm de surnageant au-dessus des boues.

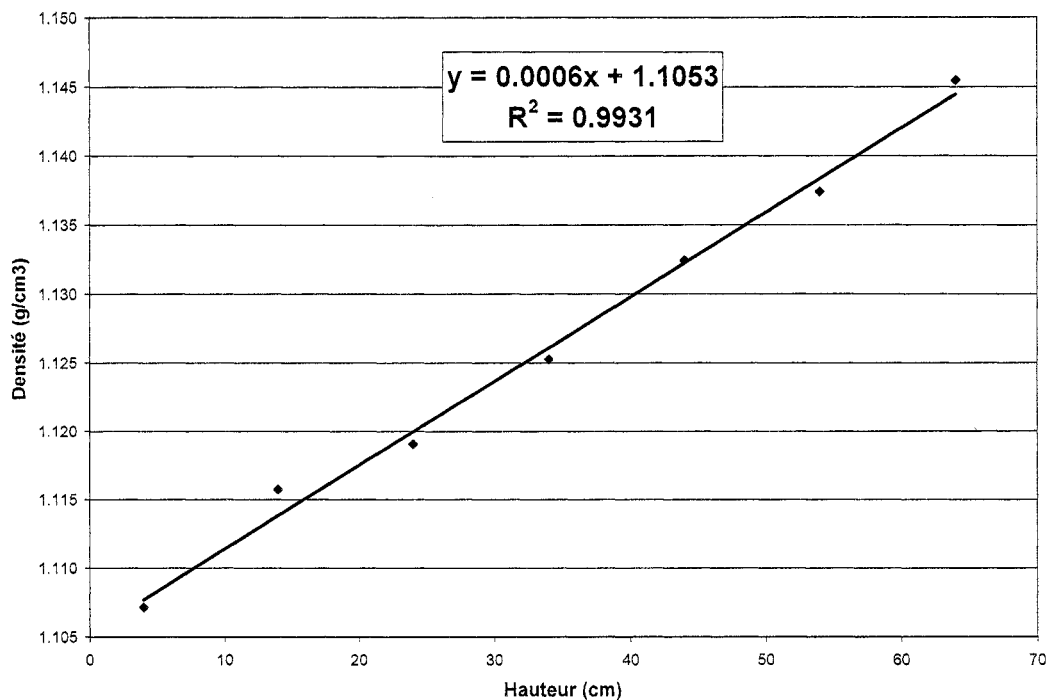


Figure 5-3 : Densité vs hauteur à la fin de l'essai avant échantillonnage des boues

Au commencement de l'essai, nous avons calculé un volume d'eau dans l'échantillon de $V_i = 17505 \text{ cm}^3$. Si nous soustrayons à ce chiffre, le volume de surnageant théorique au-dessus des boues, $\Delta V \approx 6000 \text{ cm}^3$, nous arrivons à un volume final d'eau dans l'échantillon de $V_f = 11505 \text{ cm}^3$. Cela nous donne donc une teneur en eau finale théorique des boues de 508 % (ou $P = 16,4 \%$).

En pratique, avec le piston (d'une épaisseur de 2,9 cm), nous avons récupéré 29 cm de surnageant ($\Delta V \approx 5349 \text{ cm}^3$). En considérant qu'une certaine quantité d'eau était emprisonnée dans le piston lui-même (constitué de géotextile principalement), nous sommes très proches des 32,6 cm théoriques ($\Delta V \approx 6000 \text{ cm}^3$).

Afin de vérifier la validité des mesures de densité avec le système à rayons gamma, nous avons échantillonné les boues. Notre principale crainte au moment du démontage concernait la tenue de ces boues. Les étapes de consolidation ont permis toutefois de modifier la structure des boues afin qu'elles soient relativement consistantes (voir figure 5-4). La présence de flocculant et les liaisons entre les grains

de boue sont probablement responsables en partie de ce comportement. Des investigations supplémentaires (notamment au niveau de la chimie, des liaisons électriques et de la résistance au cisaillement) devraient être effectuées pour pouvoir se prononcer avec plus de certitude.



Figure 5-4 : Récupération des boues de la colonne lors du démontage

Quelle que soit la raison de ce comportement, cela nous a permis de faire un échantillonnage de qualité et représentatif pour des mesures de densité et de la définition des couches (que nous avons fixée à 10 cm par couche).

En nous aidant du piston, nous avons expulsé les boues de la colonne et découpé des tranches dont nous avons mesuré la masse et que nous avons mises au four pour séchage.

Les résultats de cette opération sont présentés dans le tableau 5-3 :

Tableau 5-3 : Résultats échantillonnage boues

Échantillon	N° Coupelle	Tare, T (g)	$W_s + W_w + T$ (g)	$W_s + T$ (g)	W_s (g)	W_w (g)
0-10 cm	15	587,4	2340,8	891,7	304,3	1449,1
10-20 cm	205	237,6	2469,6	651,5	413,9	1818,1
20-30 cm	203	237,5	2675,4	695,5	458	1979,9
30-40 cm	200	236,8	1876,1	567	330,2	1309,1
40-50 cm	X	234,9	2364,1	679,2	444,3	1684,9
50-60 cm	204	244,2	2408,2	714,2	470	1694
60-69,3 cm	430	431,1	1954,7	749,1	318	1205,6
Total					2738,7	11140,7
Échantillon	V_s (cm ³)	V_w (cm ³)	ρ (g/cm ³)	e	$P\%$	D_r
0-10 cm	97,0344	1449,1	1,134	14,93	17%	3,136
10-20 cm	131,983	1818,1	1,145	13,78	19%	3,136
20-30 cm	146,046	1979,9	1,147	13,56	19%	3,136
30-40 cm	105,293	1309,1	1,159	12,43	20%	3,136
40-50 cm	141,677	1684,9	1,166	11,89	21%	3,136
50-60 cm	149,872	1694	1,174	11,30	22%	3,136
60-69,3 cm	101,403	1205,6	1,166	11,89	21%	3,136
Total	873,3	11140,7	1,16			

Le volume d'eau dans les boues est de 14140,7 cm³, c'est-à-dire que nous avons une différence de 20 % par rapport au volume théorique estimé (17505 cm³). La teneur en eau calculée ainsi est de 407 %.

Nous observons également une différence importante entre la masse de boue obtenue (2738,7 g) et celle que nous avons estimée théoriquement (2256,6 g). Cette différence de 20 % serait attribuable à plusieurs facteurs mais le plus significatif est probablement la valeur de la densité relative des solides D_r utilisée pour nos calculs. En effet, comme nous le verrons dans le paragraphe 5.3, ce paramètre est difficilement mesurable avec précision sur les boues du DMA.

Les densités calculées (masse totale / volume total) peuvent se comparer aux densités obtenues par mesure avec rayons gamma, comme le présente le tableau 5-4.

Tableau 5-4 : Comparaison des densités mesurées par rayons gamma et par échantillonnage des boues

<u>Échantillon</u>	<u>ρ (rayons gamma) (g/cm³)</u>	<u>ρ mesuré γ</u>	<u>$\Delta\rho$ %</u>	<u>position des mesures</u>
0-10 cm	1,134	1,107	2.4%	4
10-20 cm	1,145	1,116	2.5%	14
20-30 cm	1,147	1,119	2.4%	24
30-40 cm	1,159	1,125	2.9%	34
40-50 cm	1,166	1,132	2.9%	44
50-60 cm	1,174	1,137	3.1%	54
60-69,3 cm	1,166	1,145	1.7%	64

La différence des mesures de densité est relativement faible et si l'on considère les erreurs systématiques lors de la mesure par rayons gamma, on a une erreur moyenne de 2,6 %, ce qui est très proche de l'erreur déterminée lors du choix de la source. La figure 5-5 permet de visualiser ces mesures.

Il faut ajouter que, pour la couche supérieure (en haut de la colonne à h=64 cm), la différence est probablement due à la manipulation. En effet, le pompage du surnageant au-dessus du piston n'avait pas permis d'éliminer la totalité de l'eau et une certaine quantité s'est déversée lors de l'échantillonnage de cet élément. Enfin, cette couche est celle qui a subi la plus grande déformation lors de la poussée de l'échantillon hors de la colonne avec le piston et il est possible que cela ait modifié quelque peu la structure. Nous sommes donc très satisfaits de ces résultats qui confirment la validité de la mesure de la densité à l'aide d'une source de rayons gamma.

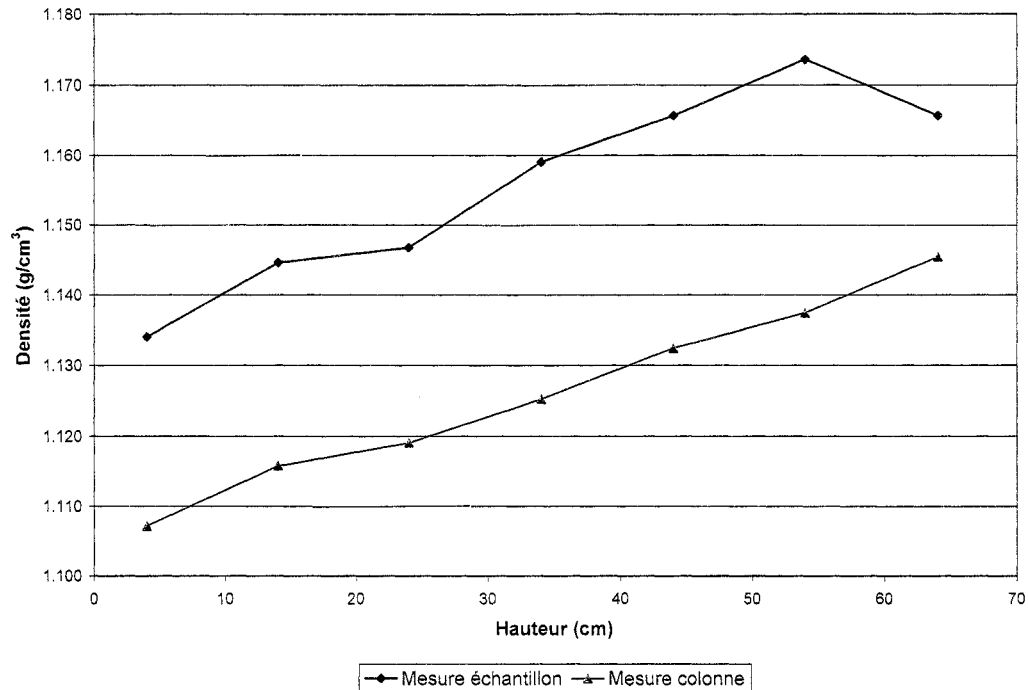


Figure 5-5 : Comparaison entre les valeurs de densité mesurées/calculées lors de l'échantillonnage (Mesure échantillon : séchage / Mesure colonne : rayons gamma)

5.2. Interprétation de l'essai de consolidation sur les boues BHD

L'interprétation de l'essai de consolidation doit nous amener à faire deux types de calcul : une estimation de la conductivité hydraulique pour les boues et une prévision du tassement pour une sollicitation donnée.

5.2.1. Détermination de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique, k , peut être obtenue de façon indirecte à partir de l'essai de consolidation. Dans le cas de notre essai, on a vu que seule la charge ponctuelle de 20,6 kPa a permis de mesurer les paramètres de la consolidation de la boue. Par conséquent, nous nous limiterons aux résultats pour cette charge pour estimer k . La

théorie de Terzaghi, qui ne s'applique théoriquement qu'à de faibles déplacements, donne l'équation suivante :

$$k = \frac{c_v \rho_w g a_v}{1 + e_0} \quad (5-6)$$

avec :

- k : conductivité hydraulique (L/T) ;
- c_v : coefficient de consolidation (L^2/T) ;
- a_v : coefficient de compressibilité (kPa^{-1}) ;
- e_0 : indice des vides au début de l'incrément de charge.

Il nous faut donc déterminer le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de compressibilité C_c pour pouvoir estimer la conductivité hydraulique.

Détermination du coefficient de consolidation, c_v

Le coefficient de consolidation est un paramètre de l'équation de consolidation (équation 2-40) qui fait intervenir les propriétés géotechniques liées à la vitesse de consolidation. Chaque incrément de charge appliqué sur notre échantillon est maintenu pendant un intervalle de temps (25 jours dans le cas de notre charge de 20,6 kPa) pour permettre aux pressions interstitielles en excès de se dissiper. Pour des essais classiques à l'œdomètre, on utilise les courbes de déformation en fonction du temps pour déterminer c_v . Ce sont des méthodes empiriques préparées par Taylor et Casagrande. Dans le cas de notre essai, nous ne pouvons pas considérer l'ensemble des couches comme uniforme. Les déformations que nous avons mesurées correspondent à l'ensemble des boues mais nous ne pouvons pas en déduire les déformations pour chaque couche de sol. En effet, il faut en fait considérer que les boues dans la colonne sont formées d'une «infinité» de couches de boues superposées qui se comportent différemment les une des autres durant les phases de sédimentation et de consolidation. Par conséquent, ces techniques empiriques graphiques ne s'appliquent pas directement à notre cas.

Pour déterminer le coefficient de consolidation, nous avons utilisé la définition de Terzaghi et son équation de base de la consolidation. On considère ici que chaque couche de sol ne subit que de faibles déformations.

On peut reprendre l'équation 2-28 :

$$c_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta u}{\delta t} \quad (5-7)$$

Nous connaissons la valeur de la pression interstitielle, u , pour chaque couche de sol dans la colonne, en fonction de la hauteur (z dans l'équation) et en fonction du temps. Nous pouvons en déduire mathématiquement la valeur de c_v .

Pour résoudre ce problème, nous avons utilisé le logiciel Matlab®, pour en déduire la valeur du coefficient c_v à partir de l'équation 5-7.

Nous avons entré trois séries de données dans le programme, dont les élévations z , les valeurs de u en fonction du temps ($u=f(t)$) et de u en fonction de z ($u=f(z)$). Une interpolation polynomiale est appliquée à ces deux fonctions pour tous les points. Avec la charge de 20,6 kPa, nous avons une matrice Z (7x1) des hauteurs (pour les points de mesure dans la colonne), une matrice $U20$ (7x3134) de $u=f(z)$ et une matrice $T20$ (3134x1) des temps correspondant à chaque mesure prise, $u=f(t)$.

Le programme *calculercv.m* effectue les opérations suivantes (on retrouve le script de ce programme à l'Annexe A28, voir CD joint au mémoire) :

- détermination des polynômes de degré 3, $u=f(z)$,
 $(u = a \cdot z^3 + b \cdot z^2 + c \cdot z + d)$ pour chaque temps de mesure ;
- calcul des dérivées secondes par rapport à z pour ces polynômes :

$$f''(z) = \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = 6a \cdot z + 2b ;$$

- élimination des polynômes ayant un point d'inflexion, c'est-à-dire les polynômes pour lesquelles la dérivée seconde change de signe pour tout z . En effet, l'interpolation polynomiale de degré trois donne, pour certaines séries de points, un résultat mathématiquement correct mais sans signification physique car pour pouvoir obtenir un coefficient c_v , il

faut s'assurer que la dérivée seconde ne change pas de signe pour tout z ;

- détermination des polynômes de degré 2, $u=g(t)$, ($u = e \cdot t^2 + f \cdot t + g$) pour chaque hauteur de mesure, en fonction du temps ;
- calcul des dérivées premières $\frac{\delta u}{\delta t} = g'(t) = 2e \cdot t + f$;
- épuration de la matrice des dérivées premières afin de ne garder les valeurs que pour les temps où l'on a une valeur de $f''(z)$ et obtenir ainsi deux matrices de même dimension. Nous ne disposons pas de la même quantité d'information pour $f(z)$ et $g(t)$;
- calcul des $c_v = \frac{g'(t)}{f''(z)} = \frac{\delta u / \delta t}{\delta^2 u / \delta z^2}$;
- élimination (mise à 0) des c_v négatifs (en raison d'une dérivée première $g'(t)$ négative).

On obtient donc quatre matrices : une matrice polyz comprenant les coefficients des polynômes de $u=f(z)$, une matrice polyt comprenant les coefficients des polynômes de $u=g(t)$, une matrice t comprenant les temps conservés lors des calculs de la dérivée seconde, et une matrice cv des $c_v(z)$.

Dans le cas de notre essai sur les boues, nous avons 3134 mesures de $u(z)$. Après interpolation et élimination des dérivées secondes nulles ou changeant de signes, et élimination des valeurs de c_v négatifs, il reste 823 valeurs de $c_v(z)$, soit 26 % du nombre total maximal possible. Ce faible pourcentage est du en partie au petit nombre de polynômes de degré 3 de $u(z)$ qui soient parfaitement convexe, car pour pouvoir interpréter la dérivée seconde de ce polynôme dans le calcul du coefficient c_v , il faut impérativement que cette dernière ne change pas de signe. Un coefficient c_v qui changerait de signe n'aurait pas de signification physique. De plus, l'interpolation polynomiale pour $u(t)$ est de degré 2 car, étant donné la forme de la fonction qui relie les points, un degré supérieur varierait trop fortement dans le temps. Cependant, le polynôme de degré 2 a tendance à donner des valeurs de u croissantes pour $t \rightarrow \infty$

alors que, dans la réalité, u est constant pour $t \rightarrow \infty$. Ceci ne donne des valeurs de dérivée première de signe différent que pour $t \rightarrow 0$. Donc, le c_v calculé deviendra négatif et sera éliminé. En effet, si l'on observe la matrice t , des temps de mesure conservés, on a un $t_{\min}$ de 24,1 jours et un $t_{\max}$ de 29,8 jours alors que nous avons entré une matrice de temps T20 allant jusqu'à un maximum de 48,95 jours. Ce problème d'interpolation n'est cependant pas si important si l'on considère que plus on avance dans le temps, moins la pression varie rapidement, d'où des gradients très faibles et des risques d'erreurs numériques plus importants.

À titre d'exemple, on montre plusieurs interpolations polynomiales calculées par Matlab® pour $u=f(z)$; nous avons écrit un petit programme pour visualiser les fonctions et les points utilisés pour le calcul.

Premier exemple, un polynôme inadéquat avec points d'inflexion (figure 5-6). La dérivée seconde de ce polynôme change de signe si z varie. Notons que l'on pourrait toutefois forcer la fonction à maintenir sa convexité, mais ce n'est pas l'approche qui a été retenue ici.

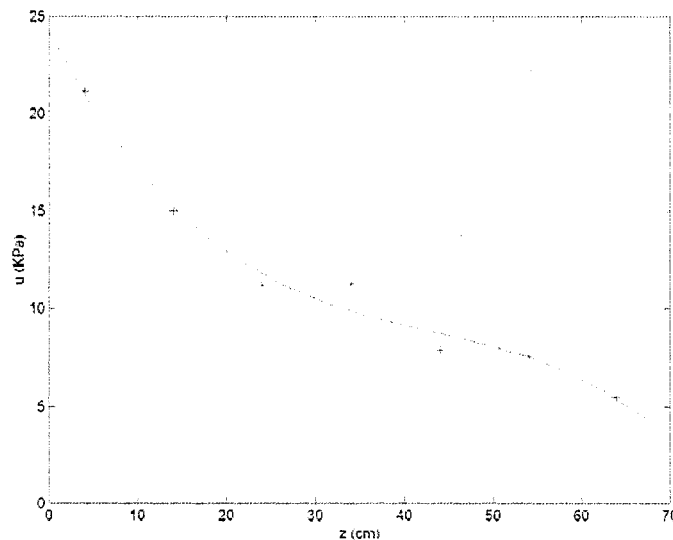


Figure 5-6 : Polynôme $u(z)$ pour $t = 24,1$ jours d'essai (20,6 kPa)

Second exemple, un polynôme correct sans points d'inflexion (figure 5-7). La dérivée seconde est de signe constant et peut être utilisée pour le calcul du coefficient c_v .

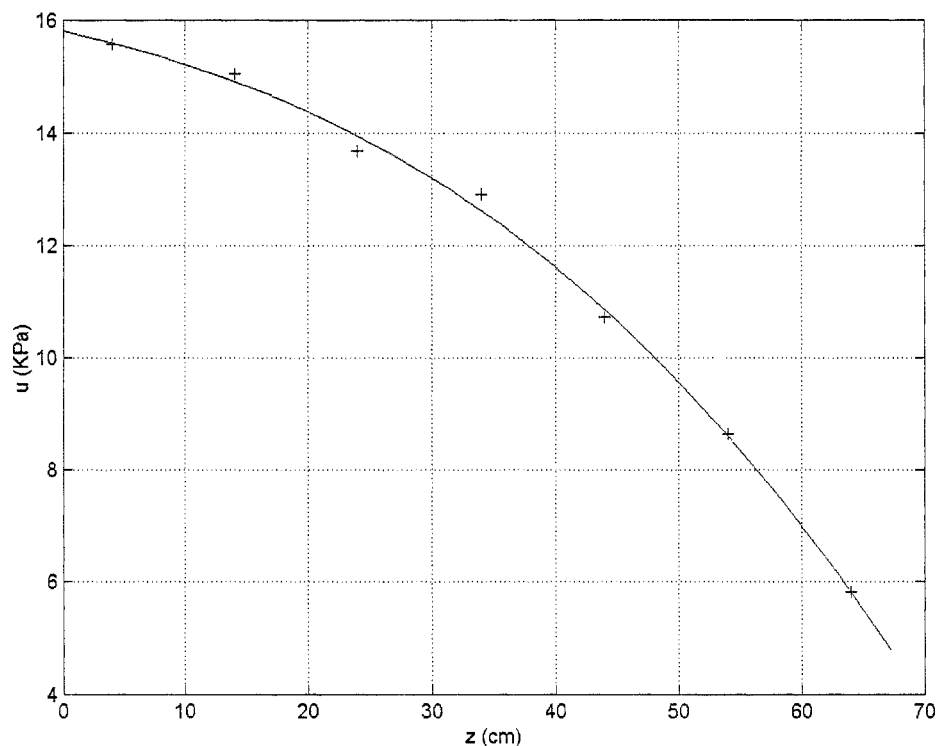


Figure 5-7 : Polynôme $u(z)$ pour $t = 26,2$ jours d'essai (20,6 kPa)

On présente en Annexe A29 (voir CD joint au mémoire) les interpolations polynomiales obtenues pour $u(t)$. À partir de ces différents polynômes calculés, nous pouvons déterminer les dérivées premières et secondes nécessaires au calcul du coefficient de consolidation c_v .

Par ailleurs, pour chaque mesure de la densité (à un temps t), nous déduisons l'indice des vides. Avec la valeur du coefficient c_v , cela nous permet de tracer la courbe de $c_v = f(e)$ tel que montré à la figure 5-8.

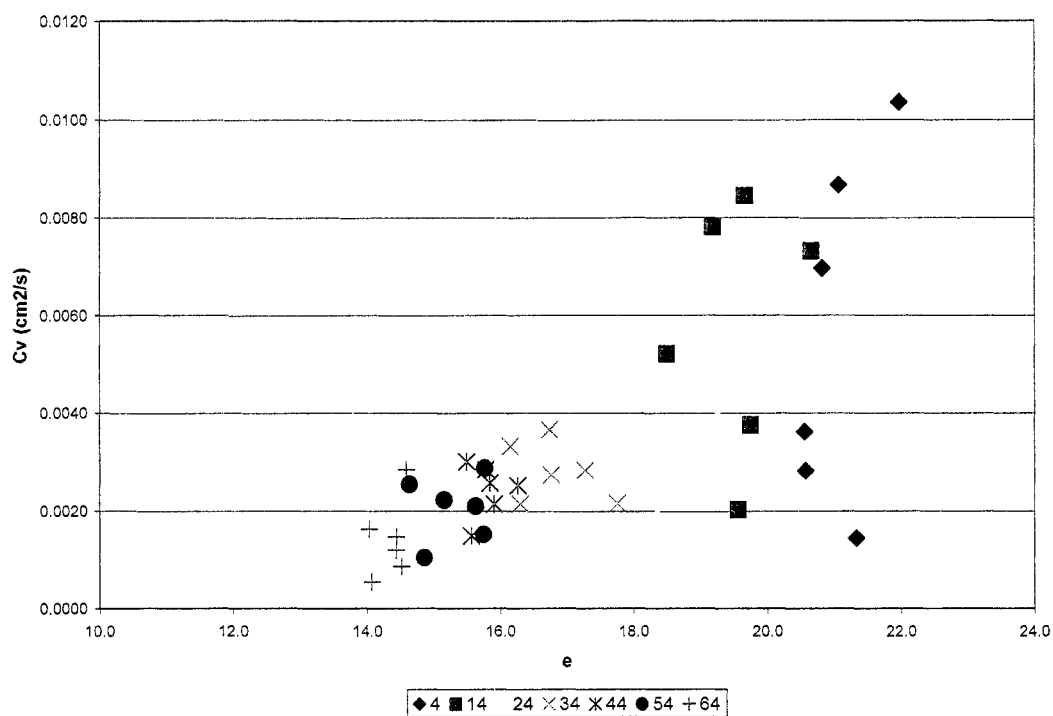


Figure 5-8 : $c_v = f(e)$ pour plusieurs couches de boues situées à des hauteurs z de 4 à 64 cm

Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 5-5.

Tableau 5-5 : valeurs de coefficients de consolidation obtenus

z (cm)	c_v (m^2/s)			c_v (m^2/an)		
	min.	max.	moyenne	min.	max.	moyenne
4	1,1E-07	1,7E-04	1,1E-06	3,40	5418,02	33,38
14	1,6E-07	2,2E-06	5,1E-07	5,18	68,57	15,96
24	1,6E-07	1,0E-06	3,1E-07	4,97	31,39	9,81
34	1,7E-07	8,9E-07	2,8E-07	5,44	28,06	8,80
44	1,3E-07	8,4E-07	2,6E-07	4,11	26,63	8,13
54	9,0E-08	1,0E-06	2,4E-07	2,82	32,15	7,42
64	4,9E-08	1,7E-05	2,4E-07	1,55	551,86	7,69
Moyenne globale : 4,1E-7				Moyenne globale : 13,03		

On remarque que les valeurs de c_v , sont relativement uniformes dans la colonne (avec une légère tendance d'accroissement vers le fond de la colonne).

À titre de comparaison, on rapporte au tableau 5-6 les coefficients de consolidation de plusieurs argiles connues.

Tableau 5-6 : Valeurs caractéristiques du coefficient de consolidation c_v (Tiré de Holtz & Kovacs, 1981)

Sol	c_v	
	$m^2/s, \times 10^{-8}$	m^2/an
Argile bleue de Boston (CL) (Ladd et Luscher, 1965)	40 ± 20	12 ± 6
Silt organique (OH) (Lowe, Zaccheo et Feldman, 1964)	2 - 10	0,6 – 3
Argiles glaciaires lacustres (CL) (Wallace et Otto, 1964)	6,5 – 8,7	2,0 – 2,7
Argile silteuse de Chicago (CL) (Terzaghi et Peck, 1967)	8,5	2,7
Argiles de Suède modérément sensibles (CL-CH) (Holtz et Broms, 1972)		
1. En laboratoire	0,4 – 0,7	0,1 – 0,2
2. Sur le terrain	0,7 – 3,0	0,2 – 1,0
Boue de la baie de San Fransisco (CL)	2 - 4	0,6 – 1,2
Argile de Mexico (MH) (Leonards et Girault, 1961)	0,9 – 1,5	0,3 – 0,5

En comparant les valeurs mesurées à celle montrées au tableau 5-6, on constate que les valeurs de c_v se comparent à celle de l'argile bleue de Boston.

Détermination du coefficient de compressibilité, a_v

Sur une échelle arithmétique, la pente de la courbe de compression $e=f(\sigma')$ s'appelle le coefficient de compressibilité (Holtz et Kovacs, 1981), exprimé par :

$$a_v = \frac{-de}{d\sigma'} \quad (5-8)$$

En pratique, la courbe n'est pas toujours linéaire et a_v n'est « constant » que pour une gamme restreinte de contraintes. Dans ce cas, on applique : $a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1}$.

En reprenant les valeurs de contraintes effectives obtenues pour les temps pour lesquels on dispose d'une mesure de densité (donc de l'indice des vides), on est en mesure d'estimer ce coefficient à partir des données expérimentales.

Nous avons opté pour une interpolation linéaire de $e(t)$ afin de réduire l'effet des erreurs de mesures et de trouver des indices des vides systématiquement décroissants avec le temps (voir par exemple la figure 5-9 pour la couche de boue située à une hauteur $z = 4$ cm).

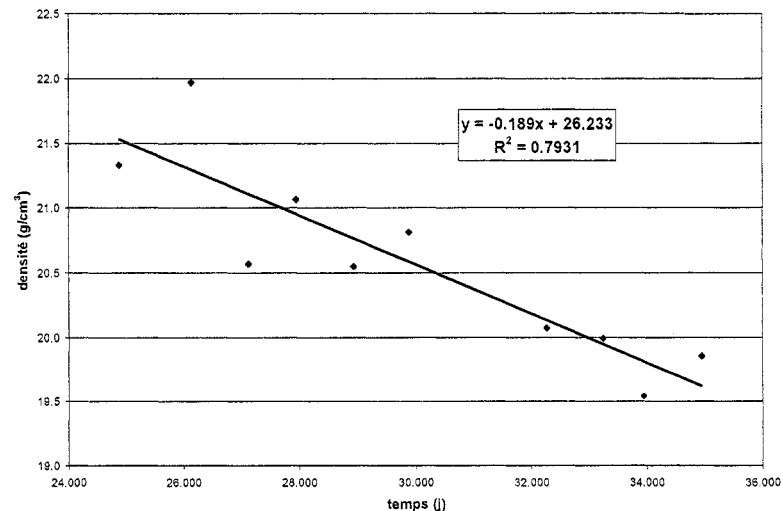


Figure 5-9 : Indice des vides en fonction du temps ($z = 4$). La droite indique la régression linéaire utilisée pour définir a_v .

De la même façon, nous avons tracé les courbes de $e=f(\sigma')$ et nous avons déterminé un polynôme de degré 2 (pour lequel le calcul de la dérivée seconde est très rapide à calculer) pour obtenir a_v (dérivée première du polynôme).

Nous présentons à titre d'exemple la figure 5-10 qui montre la fonction $e=f(\sigma')$ pour une couche de boue située à une hauteur $z = 4$ cm.

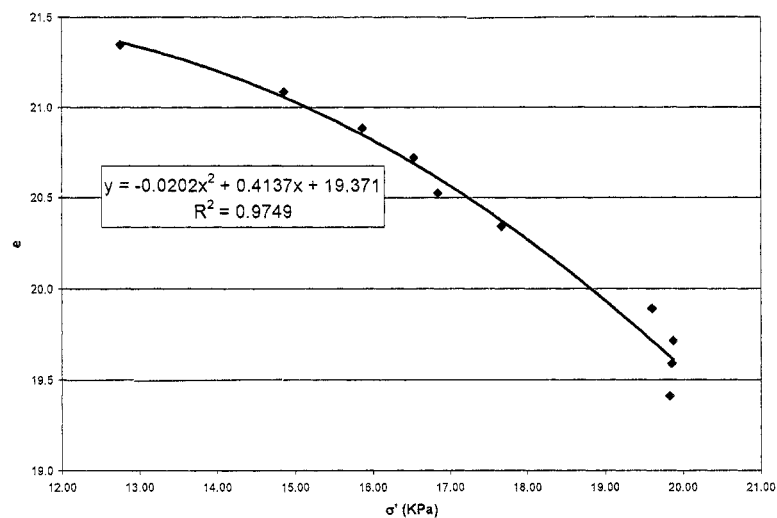


Figure 5-10 : $e=f(\sigma')$, $z = 4$ cm

Par exemple, pour $t = 27, 9$ jours, on obtient les valeurs de a_v présentées au tableau 5-7.

Tableau 5-7 : valeurs du coefficient de compressibilité à $t = 27,9$ jours

z (cm)	a_v (par kPa)
4	-0,715
14	-0,319
24	-0,581
34	-0,613
44	-0,307
54	-0,666

64 -1,475

Avec la valeur de a_v et de c_v , on peut calculer la conductivité hydraulique k à partir de l'équation 5-6.

Estimation de la conductivité hydraulique, k

Sur les 10 mesures de densité effectuées durant l'étape de consolidation à 20,6 kPa, nous avons obtenu des valeurs de c_v pour les 6 premiers temps de mesure.

Nous présentons au tableau 5-8 les valeurs de k obtenues :

Tableau 5-8 : $k=f(z)$ pour différents temps de mesure

Conductivité hydraulique k, cm/s								
t(j)	24,9	26,1	27,1	27,9	28,9	29,9	Moy.	σ
z(cm)								
4	3,7E-06	2,9E-05	8,4E-06	2,7E-05	1,2E-05	2,4E-05	1,7E-05	1,1E-05
14	2,6E-06	1,0E-05	5,4E-06	1,3E-05	8,1E-06	1,3E-05	8,5E-06	4,2E-06
24	4,6E-06	1,0E-05	7,9E-06	1,4E-05	1,1E-05	9,1E-06	9,4E-06	3,1E-06
34	5,7E-06	8,2E-06	8,5E-06	1,2E-05	1,1E-05	7,8E-06	8,9E-06	2,3E-06
44	3,5E-06	3,3E-06	4,3E-06	5,0E-06	5,7E-06	3,0E-06	4,1E-06	1,1E-06
54	8,6E-06	5,2E-06	8,2E-06	8,3E-06	1,1E-05	4,8E-06	7,6E-06	2,3E-06
64	1,9E-05	6,6E-06	1,3E-05	1,1E-05	1,6E-05	5,9E-06	1,2E-05	5,2E-06
Moy.	6,7E-06	1,04E-05	7,9E-06	1,3E-05	1,1E-05	9,6E-06		
σ	5,7E-06	8,6E-06	2,8E-06	6,9E-06	3,2E-06	7,1E-06		

Moyenne globale : $k = 9,7E-06$ cm/s ou $8,4E-05$ m/jour

Écart-type global : $\sigma = 6,0E-6$

Il est intéressant de constater qu'il n'y a pas de véritable tendance en fonction de la hauteur dans la colonne (pour la période de temps étudiée), la conductivité hydraulique ainsi calculée reste également relativement uniforme dans le temps.

5.2.2. Estimation du tassement

Connaissant la relation entre l'indice des vides et la contrainte effective stabilisée, il est possible de calculer le tassement d'une couche compressible après application d'une charge. Si l'on exprime l'indice des vides en fonction du log de la contrainte effective, la pente de la courbe de compression s'appelle l'indice de compression, C_c :

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma'} \approx \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} \quad (5-9)$$

On retrouve en Annexe A30 (voir CD joint au mémoire) ces différentes courbes pour chaque valeur de z .

À partir des valeurs mesurées, on obtient les indices de compression suivants (tableau 5-9) en fonction de la hauteur :

Tableau 5-9 : Indice de compression $C_c=f(z)$

z (cm)	C_c
4	10,1
14	6,5
24	8,2
34	6,8
44	2,9
54	5,3
64	7,7
moy.	6,8

Il est intéressant de noter que divers auteurs dont McCarty (2002) proposent des formules empiriques pour estimer l'indice de compression à partir de l'indice des vides initial, e_0 , (pour l'étape de consolidation). Une des équations disponibles s'écrit :

$$C_c = 0,54(e_0 - 0,35) \quad (5-10)$$

Cette formule, si l'on utilise l'indice des vides initial de chaque couche, nous permet d'obtenir les valeurs suivantes (que l'on compare avec nos résultats) présentées au tableau 5-10.

Tableau 5-10 : Comparaison des indices de compression C_c mesurés et estimés par la formule empirique de McCarthy (2002)

z (cm)	C_c mesuré	C_c estimé (McCarthy, 2002)	e_0
4	10,7	11,4	21,5
14	6,9	10,6	20,0
24	8,1	9,8	18,5
34	6,8	9,2	17,4
44	2,8	8,5	16,1
54	5,0	8,2	15,5
64	7,6	7,7	14,6
Moy.	6,8	9,4	

Il existe d'autres formules empiriques pour estimer l'indice de compression et les résultats sont du même ordre. Les moyennes des indices donnent une corrélation relativement bonne pour la valeur de C_c .

On peut aussi comparer ces résultats à quelques valeurs caractéristiques de C_c sur des sols, telles que trouvées dans la littérature (tableau 5-11).

Tableau 5-11 : Valeurs caractéristiques de l'indice de compression C_c (Tiré de Holtz et Kovacs, 1981)

Sol	C_c
Argiles modérément sensibles normalement consolidées	de 0,2 à 0,5
Argile silteuse de Chicago (CL)	de 0,15 à 0,3
Argile bleue de Boston (CL)	de 0,3 à 0,5
Argile de Vicksburg (CH)	de 0,5 à 0,6
Argiles de Suède modérément sensibles (CL-CH)	de 1 à 3
Argiles de la mer de Champlain de l'Est du Canada (CL-CH)	de 1 à 4
Argile de Mexico (MH)	de 7 à 10
Argiles organiques (OH)	4 et plus
Tourbes (Pt)	de 10 à 15
Silt organique et silts argileux (ML-MH)	de 1,5 à 4,0
Boue de la baie de San Francisco (CL)	de 0,4 à 1,2
Boue de l'ancienne baie de San Francisco (CH)	de 0,7 à 0,9
Argile de Bangkok (CH)	0,4

Dans nos essais, la hauteur initiale H_0 de chaque couche au début de chaque étape de consolidation varie. Les couches se superposent sans présenter de frontière physique observable. Nous ne pouvons donc pas calculer aisément un tassement pour chaque couche mais seulement pour l'ensemble des boues dans la colonne. Un calcul idéal se ferait par tranche mais nous prendrons une approche classique avec une valeur moyenne de C_c .

Pour calculer le tassement de consolidation, on peut utiliser l'équation suivante :

$$s_c = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (5-11)$$

Pour l'étape de consolidation de 20,6 kPa de notre essai, nous avons une hauteur initiale H_0 de 73,7 cm et un indice des vides e_0 de 17,7 avec un C_c moyen de 6,8. On

obtient donc un tassement s_c de 5,7 cm. En réalité, nous avons observé un tassement de 7,3 cm. La différence entre la prévision et le tassement réel est donc de 28 %.

5.3. Discussion

Nous avons vu dans les paragraphes précédant qu'il était possible de réaliser et d'interpréter un essai de consolidation sur des boues de traitement de type BHD. Le montage expérimental développé dans le cadre de ce projet de maîtrise permet de réaliser de tels essais sur des échantillons de grand volume alors que les essais classiques par œdomètre utilisent des échantillons de petite dimension. L'avantage principal de l'étude de grands échantillons est qu'il prend en compte le facteur dominant de la consolidation pour ce type de matériau : l'effet de l'allongement des trajectoires réelles des particules d'eau en mouvement dans les interstices du matériau perméable. En effet, les floccs contenus dans les boues créent, au niveau microscopique, une géométrie très particulière des pores qui contrôle la déformabilité et la conductivité hydraulique.

Cet essai présente également plusieurs difficultés, reliées notamment au volume élevé de l'échantillon, particulièrement au niveau de la manipulation et de la mise en place dans la colonne d'essai. Les boues se présentent dans un état liquide à leur sortie d'usine. Elles sont échantillonnées dans cet état liquide et mises en place dans la colonne à l'aide d'un entonnoir à l'extrémité duquel on a placé un tuyau qui descend jusqu'à la base de la colonne. Ce tuyau permet de limiter l'aération des boues lors de leur versement dans la colonne. Malgré les multiples précautions que l'on peut prendre, nos expériences ont montré que des poches d'air pourraient être créées dans les boues. Il semble que ces poches d'air se résorbent d'elles même sous l'effet des contraintes de consolidation, du moins si l'on s'en tient aux contrôles visuels le long de la paroi de la colonne. Ces poches d'air existent potentiellement également sur le terrain, particulièrement dans le cas où les boues sont déversées par un tuyau disposé au dessus du. De plus, on utilise de l'air comprimé pour homogénéiser les boues lors de leur mise en place. Pour les mesures de densité du matériau, une variation de l'homogénéité du matériau (créées par ces poches d'air) entraînent très probablement une modification du nombre de rayons gamma transmis. Les rayons

gamma mesurent la vraie densité du mélange boue-air. Ces effets ne sont pas quantifiables à ce stade de notre étude. Il faut néanmoins en avoir conscience pour la suite. Il est donc important, à notre avis, pour limiter les poches d'air, de ne pas utiliser le système de brassage des boues à air comprimé dans la colonne, au risque de compromettre la fiabilité des résultats des mesures de densité (ou à tout le moins d'évaluer ou de minimiser cet effet).

Un autre phénomène s'est présenté durant nos expériences et il concerne la détermination de la densité relative des boues sèches. Pour caractériser la boue, nous avons confié à chaque laboratoire de la Chaire (Montréal et Rouyn-Noranda) des échantillons de boues pour caractérisation. À Montréal, le technicien a utilisé une méthode classique de détermination de la densité et a obtenu des résultats compris entre 3,1 et 3,4. À Rouyn, le technicien a utilisé un pycnomètre à hélium (suite au séchage des échantillons) et a obtenu des valeurs de densité beaucoup plus faibles, de l'ordre de 2,5. Cette différence de résultats nous a posé un problème car d'ordinaire les deux techniques donnent toujours des résultats quasi identiques. Après vérification avec deux autres échantillons, nous avons confirmé ces mesures et la même différence est apparue. La densité relative des grains est une information capitale pour toute notre interprétation. C'est elle qui permet de déterminer la densité de pulpe, l'indice des vides, les volumes de sol et d'eau et de nombreux autres coefficients. Une erreur de l'ordre de 0,6 pour le D_r se répercute obligatoirement sur nos résultats. Cette incertitude pourrait expliquer certains résultats douteux, notamment en ce qui concerne le démontage de la colonne (différence de masse de sol mesurée et calculée). Au moment où nous rédigeons ce document, nous n'avons toujours pas clarifié ce qui pourrait expliquer des différences telles dans nos mesures de D_r . Plusieurs hypothèses existent cependant ; on peut citer, entre autre, la perte au feu des boues qui est de 25 % et qui pourrait modifier la densité lorsque l'on fait sécher l'échantillon. Il est cependant nécessaire de poursuivre l'étude de ce sol afin d'améliorer l'exactitude de cette valeur de densité.

Les différents facteurs chimiques qui pourraient intervenir dans les processus décrits ont volontairement été écartés. Nous avons mis principalement l'emphasis sur le montage de laboratoire. L'interprétation des résultats est encore préliminaire. D'autres essais ont débutés en décembre 2003 et les résultats seront présentés ailleurs.

Chapitre 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le système expérimental développé pour étudier la sédimentation et la consolidation des boues en laboratoire a permis de réaliser plusieurs tests de validation ainsi que l'analyse d'un échantillon de boues haute densité provenant d'une exploitation minière d'Abitibi (Québec, Canada). Ce système est composé d'une colonne instrumentée (d'environ 2 mètres de hauteur) sur laquelle sont placés des senseurs qui mesurent la pression u à intervalle de 10 cm. Une caméra numérique permet de suivre en temps réel l'évolution de la position de l'interface eau / boue. Le système est également équipé d'un détecteur de rayons gamma qui permet de mesurer la variation de la densité ρ . Les essais, qui peuvent durer plusieurs semaines, incluent une phase de consolidation sous le poids propre du matériau et une consolidation induite par l'application de charges externes. Les instruments utilisés pour mesurer l'évolution de la position de l'interface eau/boue, la pression interstitielle, la densité des boues dans la colonne ainsi que le démontage de la colonne et l'échantillonnage des boues consolidées ont permis d'évaluer l'évolution de plusieurs paramètres clés impliqués dans les équations développées pour analyser la sédimentation et la consolidation. Suite à des mesures, une analyse préliminaire des résultats obtenus donnent une valeur moyenne du coefficient de consolidation c_v de $4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui est comparable à celui de certaines argiles. Les valeurs du coefficient de compressibilité a_v mesurées varient entre $-0,3$ et $-1,5 \text{ kPa}^{-1}$. On en a déduit une conductivité hydraulique des boues dans une gamme de valeurs de 3×10^{-5} à $3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, selon l'indice des vides e , qui correspond typiquement à la conductivité de matériaux silteux à argileux. La valeur des indices de compression C_c varie quand à elle de 3 à 10, avec une valeur moyenne de 7, proche de ce que l'on retrouve généralement avec certaines argiles molles.

La compréhension du comportement hydromécanique des boues de traitement des eaux acides minières est requise pour permettre une meilleure planification de l'entreposage de ces rejets. Dans ce mémoire, une première utilisation de ces résultats a permis d'effectuer un calcul préliminaire du tassement anticipé de ces

boues. L'objectif demeure de fournir aux ingénieurs de meilleurs outils de calcul pour le design des bassins d'entreposage. Ce projet a mis l'emphasis sur la mise au point du système expérimental de mesure. Nous avons ainsi montré qu'il était possible de compiler en temps réel plusieurs informations primordiales impliquées dans le processus de sédimentation et de consolidation. La technique innovatrice de mesure de la densité, quoique relativement complexe à mettre en application, donne des résultats tout à fait remarquables en termes de précision de mesure et de répétitivité des mesures. Son principal atout est d'offrir une mesure non destructrice sur l'échantillon, qui peut ainsi évoluer en consolidation sans perturbations externes.

Il reste néanmoins plusieurs avenues à explorer pour améliorer la compréhension des différents processus et ainsi, finalement, aboutir à une loi de comportement des boues en fonction de leurs caractéristiques intrinsèques. Outre les modifications à apporter au montage (présentées dans le mémoire) afin de le rendre encore plus efficace, plusieurs éléments devraient faire l'objet de travaux plus poussés. Par exemple, pour faire suite à cette étude, de nouveaux essais seraient nécessaires afin de mieux comprendre l'évolution de la sédimentation et de la consolidation des boues selon différents facteurs : la densité initiale bien sûr, mais également le type de floculant utilisé, la composition chimique des boues, le type de déversement, la configuration des bassins incluant les conditions de drainage, les cycles de mouillage/séchage, les variations climatiques, l'application de contraintes externes diverses. Une interprétation plus représentative des résultats d'essais devrait être basée sur la théorie de consolidation en grands déplacements, ce qui devrait conduire à des résultats plus représentatifs ; on a vu que pour des volumes très importants de boues, consolidées sous leur propre poids, le tassement peut être très important. En outre, compte tenu de la dimension de la colonne, il serait très à propos de considérer le milieu des boues comme une succession de couches dans l'analyse mathématique (plutôt que comme un système homogène), afin d'augmenter la précision dans l'analyse des différents facteurs de caractérisation de la consolidation.

Les travaux qui se poursuivent à la Chaire CRSNG Polytechnique-UQAT devraient permettre de pousser plus loin cette investigation, et ainsi répondre à la majeure partie des questions soulevées ci-dessus.

RÉFÉRENCES

- ALEXIS A., THOMAS P., GALLOIS S. (1993). Tassement des sédiments cohésifs. *Rapport final du contrat de recherche EDF ; Nantes, France.*
- AMERICAN NUCLEAR SOCIETY (1991). Gamma-ray Attenuation Coefficients and Build-up Factors for Engineering Materials.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) (1996). Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils – ASTM designation: D 2435-96 – *Reprinted from Annual Book of ASTM Standards.*
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM) (2000). Standard Test Method for Specific Gravity of Soils – ASTM designation: D 854-98 – *Reprinted from Annual Book of ASTM Standards.*
- ANDREWS. R.H. (1967). The Radioactive Density Meter for Sewage Sludge Measurement and Control. *The Ontario Water Resources Commssion. Division of Research. Paper No. 2008.*
- ANON (1987). Le traitement des eaux usées provenant de l'exploitation des mines et de la préparation du minerai. *Rapport SPE 2/MM/3.* Environnement Canada. Conservation et Protection. Direction des Programmes Industriels. Division des Opérations Minières et Métallurgiques.
- ANON (1987). *Proceedings. Acid Mine Drainage Seminar.* Environment Canada. Conservation and Protection.
- ANON (1988). Directive No.019. Industries Minières. Ministère de l'Environnement. Gouvernement du Québec.

- ANON (1988). Directive No.025. Industries Minières. Ministère de l'environnement. Gouvernement du Québec.
- AUBERTIN. M., BUSSIÈRE. B., BERNIER. L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. Ville Mont-Royal. Québec : Presses internationales Polytechnique. Manuel sur cédérom.
- AUBÉ. B. (1999). Innovative Modification to High Density Sludge Process. *Sudbury '99. Mining and the Environment II*. Goldsack. D. Belzile. N. Yearwood. P. Hall. G. (eds.). Vol. 3. 1103-1111.
- AUBÉ, B. (2004). Une étude en usine pilote de la production de boues à haute densité durant le traitement des eaux de drainage minier acide. *Mémoire de maîtrise*. École Polytechnique de Montréal.
- AUBÉ. B., PAYANT. S.C. (1997). The Geco Process: a New High Density Sludge Treatment for Acid Mine Drainage. *Proceedings of the 4th International Conference on Acid Rock Drainage*. Vancouver. Vol. I. p.165.179.
- AUBÉ. B., ZINCK. J.M., (1999). Comparison of AMD Treatment Processes and Their Impact on Sludge Characteristics. *Sudbury '99. Mining and the Environment II*. Goldsack. D., Belzile. N., Yearwood. P. Hall. G. (eds.). Vol. 1. 261-270.
- AZEVEDO. R.F. ALVES. M.C.M., DE CAMPOS. T.M., (1995). Sedimentation and Consolidation of a Neutralized Red Mud. *Geotechnical special publication*. 47. 111-116.
- BALDOR ELECTRIC COMPANY (2003). En ligne : <http://www.baldor.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).
- BALLARD. L.F., GARDNER. R.,P., (1965). Density and Moisture Content Measurements by Nuclear Methods. National Cooperative Highway Research

Program Report 14. Highway Research Board of the Division of Engineering and Industrial Research. National Academy of Sciences. National Research Council.

BÉDARD, C., AUBERTIN, M., KENNEDY, G., (1997). Une nouvelle technique pour caractériser les propriétés de sédimentation et de consolidation des boues de traitement. Rejets industriels et prévention de la pollution. *C.R. 20^e Symposium sur les eaux usées*, AQTE/AESEQ, Collection Environnement de l'Université de Montréal. 323-335.

BÉDARD, C., (1997). Méthode de détermination en laboratoire des caractéristiques de sédimentation et de consolidation des boues de traitement des eaux acides – École Polytechnique de Montréal. Canada.

BEEN, K., (1981). Nondestructive Soil Bulk Density Measurements by X-ray Attenuation. *Geotechnical Testing Journal*. Dec 1981. 169-176.

BEEN, K., SILLS, G.C., (1981). Self-weight Consolidation of Soft Soils: an Experimental and Theoretical Study. *Geotechnique*. 31. 4. 519-535.

BERNIER, L. (2003). Analyses de laboratoire réalisées dans le cadre du projet de maîtrise de Jean-Baptiste Dromer (non publié).

BLANC, R., GUYON, E. (1991). La physique de la sédimentation. *La recherche* 234. juillet/août 1991. volume 22. 866-873.

BROWN, M., BARLEY, B., ET WOOD, C., 2002. *Minewater Treatment Technology, Application and Policy*. IWA Publishing, Londres.

CARGILL, K.W., (1984). Predictions of Consolidation of Very Soft Soil. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. 110(6). 775-795.

- CASAGRANDE. A. (1938). Notes on Soil Mechanics. First Semester. Harvard University (non publié). 129p.
- CONCHA. F., (2002). *A Century of Research in Sedimentation and Thickening*. KONA. no 20.
- CORK, J.M. (1960). *Radioactivité et physique nucléaire*. Dunod, Paris. Traduit par J. Bodet.
- CRAIG. R.,F., (1992). *Soil Mechanics*. Fifth edition. Chapman & Hall.
- DAI, C., PELLIS, P.J.N. (1999). Two-dimensional Large Strain Consolidation Prediction and Incrementally Deposited Tailings. *Proc. Int. FLAC Symposium on Numerical Modelling*, Minneapolis, Balkema.
- DE CAMPOS. T. M. P., ALVES. M. C. M., AZEVEDO. R. F. (1999). Laboratory Settling and Consolidation Behavior of a Neutralized Red Mud – Catholic University and Federal University. Rio de Janeiro. Brazil – *First International Congress on Environmental Geotechnics*. Edmonton. Canada.
- DEMERS. I. (2002). Activated Silica Sol as a Flocculant in Treatment of Mine Effluents. Master of Engineering. Departments of Mining Metals and Materials Engineering. McGill University. Montreal. Canada.
- DES PLAINES (2001). Microwave Propagation Helps Measure Sludge Density. *Water Engineering & Management*. Vol. 14. No 10. 35-37.
- DOWN. C.G., STOCKS. J., (1977). *Environmental Impact of Mining*. John Wiley & Sons.
- DROMER. J-B. (2002). Mesures de densités par rayons gamma. Tests et validation. Rapports d'étapes 1 et 2. École Polytechnique de Montréal. Canada.

- FELDKAMP. J.R. (1987). Computer Model Description. *Symposium on consolidation and disposal of phosphatic and other waste clays*. Florida Institute of Phosphate Research Bartow. Florida.
- FORIERO. A., LADANYI. B., (1998). Finite Element Analysis for Large Strain Consolidation of Saturated Clay under Equilibrium Conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*. 116. 2. 266-284.
- GARDNER. R.P., ROBERTS. K.F., (1965). Density and Moisture Content Measurements by Nuclear Methods. *National Cooperative Highway Research Program Report 43*. Highway Research Board of the Division of Engineering and Industrial Research. National Academy of Sciences. National Research Council.
- GIBSON. R.E., SCHIFFMAN. R.L., CARGILL. K.W. (1981). The Theory of One-dimensional Consolidation of Saturated Clays. II. Finite Non-linear Consolidation of Thick Homogeneous Layers. *Canadian Geotechnical Journal*. 18. 280-293.
- GIBSON. R.E., ENGLAND. G.L., HUSSEY. M.J.L. (1967). The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays. *Part I: Finite Non-linear Condolidation of Thick Homogeneous Layers*. *Geotechnique* 17. 261-273.
- GUSTAFSSON. J.P. (2003). Visual MINTEQ. En ligne : <http://www.lwr.kth.se/english/OurSoftWare/Vminteq/index.htm>. (Page consultée le 10 novembre 2003).
- GRAF W.H., ALTINAKAR M.S. (1995). *Hydraulique, une introduction*. Presses polytechniques et universitaires romandes.

- HOLTZ. R.D., KOVACS. W.D.(1981). *Introduction à la géotechnique*. Éditions de l'école Polytechnique de Montréal. Traduit par Jean Lafleur.
- HUBBELL. J. H., SELTZER. S. M. (1997). Tables of X-Ray Mass Attenuation Coefficients and Mass Energy-Absorption Coefficients (version 1.03). En ligne: <http://physics.nist.gov/xaamdi>. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD. (Page consultée le 22 juillet 2002)
- KNOLL. G.F. (2000). *Radiation Detection and Measurement*. New York. Toronto : Wiley. 802p.
- KOSTENBADER. P.D., HAINES. G.F. (1970). High-density Sludge Treats Acid Mine Drainage. *Coal Age*. 75(9):90-97.
- KUIT. W.J. (1980). Mine and Tailings Effluent Treatment at the Kimberley. B.C. Operations of Cominco Ltd. *CIM Bulletin*. Dec'80. 105-112.
- KUYUCAK. N. (1994). Treatment Options for Removing Metals from Mining Effluents. Conventional and New Approaches. Lecture notes (unpublished). Conférence présentée dans le Cours 6.3.24 Environnement minier. École Polytechnique de Montréal (mai 1994). 46p.
- KYNCH. G.J. (1952). A Theory of Sedimentation. Transactions of the Faraday Society. 48p.
- LABTECH CORPORATION (2003). En ligne : <http://www.labtech.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).
- LADD. C.C. (1971). Settlement Analyses for Cohesive Soils. *Research Report R71-2*. Soils Publication 272. Department of Civil Engineering. Massachusetts Institute of Technology. 107p.

LADD. C.C. FOOTE. R., ISHIHARA. K., SCHLOSSER. F., POULOS. H.G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics. State-of-the-Art Report. *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo. vol. 2. 421-494.

LEONARDS. G.A. (1962). *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Book Company. 1136p.

LOGITECH (2003). En ligne : <http://www.logitech.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).

MACDONALD. R.J.C., KONDOS. P.D., CREVIER. S., RUBINSKY. P., WASSERLAUF. M. (1989). Generation of. and Disposal Options for Canadian Mineral Industry Effluent Treatment Sludges. *Tailings and Effluent Management: Proceedings of the International Symposium on Tailings and Effluent Management*. Chalkley. M.E., Conard. B.R., Lakshmanan. V.I., Wheeland. K.G. (eds.). Pergamon Press. Vol. 14. 139-157.

MCCARTHY. D.F. (2002). *Essentials of Soil Mechanics and Foundations*. Basic Geotechnics. 6th edition. Prentice Hall.

MEASUREMENT COMPUTING CORPORATION (2003). En ligne : <http://www.computerboards.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).

MEND (1996). Summary notes MEND monitoring workshop. Monitoring and Waste Management for Acid Mine Drainage. *Technology Transfer Committee and MEND Prediction and Monitoring Committee*. University of Saskatchewan. Saskatoon. Saskatchewan. Canada.

MESRI. G., GODLEWSKI. P.M. (1977). Time and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE. vol. 103. no GT5. 417-430.

MITCHELL. J. K., (1976). *Fundamentals of Soil Behavior* (Second Edition). Berkeley. John Wiley & Sons. Inc.

MOENS. L. (1981). Nuclear Instruments & Methods in Physics Research. 187-451.

MORIN. K.A., HUTT. N.M. (1997). Environmental Geochemistry of Mine site Drainage: Practical Theory and Case Studies. MDAG Publishing. 333p.

NORDSTROM. D.K., MUNOZ. J.L. (1986). *Geochemical thermodynamics*. Blackwell Scientific Publications.

OLSON. R.E., LADD. C.C. (1979). One-dimensional Consolidation Problems. ASCE *Journal of Geotechnical Engineering*. 105(1). 11-30.

PANE. V., SCHIFFMAN. R.L. (1985). A Note on Sedimentation and Consolidation. University of Colorado. USA.

PEDRONI, L. (2003). Réalisation et interprétation d'essais de sédimentation en colonnes visant à évaluer les propriétés de divers sols et boues. Final Report, MSc in Civil Eng., École Nationale d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, INPG, France, in collaboration with École Polytechnique de Montréal, Canada.

QUADRAMET® (2003). Technical Data Sheet. En ligne : <http://www.quadramet.com/nojs/hcp>. (Page consultée le 14 juillet 2003).

RAPIN. D (2002). Travaux pratiques avancés de physique nucléaire. En ligne : <http://dpnc.unige.ch/tp/IntroDetTech.pdf>. (Page consultée le 17 novembre 2003)

- RAYMOND. G.P., WAHLS. H.E. (1976). Estimating One-Dimensional Consolidation. Including Secondary Compression of Clay Loaded from Overconsolidated to Normally Consolidated State. *Special Report 163*. Transportation Research Board. 17-23.
- RITCEY. G.M. (1989). Tailings Management. Problems and Solutions in the Mining Industries. Elsevier.
- SENES (1994). Chemical Treatment of Acid Mine Drainage. *MEND Workshop Notes*. Sudbury. October 1995.
- SENES (1999). Report on Technologies Applicable to the Management of Canadian Mining Effluents. Final Report, Prepared for Environment Canada, by Senes Consultants Limited & Lanefield Research Ltd (March 1999). 124p. (plus Appendices.)
- SHUEY. S. A. (2002). Microwaves in Mining. *Mining Journal*. 02/2002. 22-28.
- SKOUSEN. J.G., ZIEMKIEWICZ. P.F. (1995). Acid Mine Drainage Control and Treatment. Morgantown. WV. West Virginia University and the National Mine Land Reclamation Center.
- SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. (2003). Ceramics catalog. En ligne : <http://www.soilmoisture.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).
- SRK (1991). Guide technique préliminaire sur le drainage rocheux acide. (une traduction de "Draft Acid Rock Drainage Technical Guide". 1989. BCAMD Task Force). Vol. I et II. Centre de Recherches Minérales. Québec.
- SOMOGYI. F. (1979). Analysis and Predictions of Phosphatic Clay Consolidation. Implementation package. Bromwell Engineering. Inc. [Bromwell and Carrier. Inc.]. Lakeland. FL.

SWAGELOK (2003). Catalog. En ligne : <http://www.swagelock.com>. (Page consultée le 20 octobre 2003).

TAYLOR. D.W (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons. Inc., New York. 700p.

TERZAGHI. K. (1942). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and sons. Inc., New York.

TODD. D.K. (1980). *Groundwater Hydrology*. John Wiley and sons.

VUTUKURI. V.S., LAMA. R.D (1986). *Environmental Engineering in Mines*. Cambridge University Press.

ANNEXES

- Annexe A (CD ROM)

Annexes
Mémoire de maîtrise
Jean-Baptiste DROMER

