



HAL
open science

COMPORTEMENT DES SOLS FINS UTILISES EN COUVERTURE ETANCHE DES INSTALLATIONS DE STOCKAGE DE DECHETS : APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE

Hà Lê Thi Ngoc

► **To cite this version:**

Hà Lê Thi Ngoc. COMPORTEMENT DES SOLS FINS UTILISES EN COUVERTURE ETANCHE DES INSTALLATIONS DE STOCKAGE DE DECHETS : APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2009. Français. NNT: . tel-00464516

HAL Id: tel-00464516

<https://theses.hal.science/tel-00464516>

Submitted on 17 Mar 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

présentée à

L'UNIVERSITE GRENOBLE I – JOSEPH FOURRIER

Ecole doctorale Terre – Univers – Environnement

pour obtenir le titre de

DOCTEUR

Spécialité : "Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement"

préparée au Laboratoire Sols, Solides, Structures

par

LÊ Thị Ngọc Hà

Sujet de thèse

COMPORTEMENT DES SOLS FINS UTILISES EN COUVERTURE ETANCHE DES INSTALLATIONS DE STOCKAGE DE DECHETS : APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE

Encadrée par Pascal VILLARD et co - encadrée par Olivier PLE

Soutenue au 27 novembre 2009 devant le jury

M. Jean-Pierre GOURC	Prof à l'UJF Grenoble	Président
M. Daniel LEVACHER	Prof à l'Université de Caen	Rapporteur
M. Muzahim AL-MUKHTAR	Prof à l'Université d'Orléans	Rapporteur
M. Pascal VILLARD	Prof à l'UJF Grenoble	Examineur
M. Olivier PLE	Mdc à l'IUT1, UJF Grenoble	Examineur
M. Albert MARCHIOL	Andra	Examineur

Remerciements

Je tiens à exprimer tout d'abord mes remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer mon travail de thèse.

Merci à M. Jean – Pierre Gourc, Professeur des universités de l'Université Joseph Fourier Grenoble 1, d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse, et à MM. les Professeurs Daniel Levacher de l'Université de Caen, et Muzahim Al-Mukhtar de l'Université d'Orléans d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce manuscrit. Leurs remarques et suggestions lors de la lecture de mon rapport m'ont permis d'apporter des améliorations à la qualité de ce dernier.

Merci également à M. Albert Marchiol de l'Andra pour avoir accepté d'examiner mon mémoire et de faire partie de mon jury de thèse.

Je tiens à remercier Olivier Plé, dont l'aide sur le plan expérimental et sa gentillesse ont permis de mener à bout cette thèse. Son soutien s'est avéré déterminant pour mener ce travail à terme.

Merci à Pascal Villard, pour avoir accepté de diriger cette thèse et dont l'aide précieuse m'a été indispensable sur le plan numérique. Je tiens également à le remercier pour la confiance et la sympathie qu'il m'a témoignées au cours de ces trois années de thèse.

Je tiens à remercier l'équipe des techniciens de l'IUT1 et particulièrement Alain Pétrone pour la patience et la disposition lors de mes journées expérimentales dans leurs locaux.

Je tiens enfin à remercier les amis, thésards ou non qui m'ont aidé au cours des trois ans de cette thèse : Christophe, Bastien, Lucille, Phuong-Anh, Hai-Thanh, Luc et Muntsa, Cédric D., G., P., Jérôme D. et H., Rachel, Nadège, Hong-Thai, Duy-Chau, Zihui, Quan-Son, Benoît, Lionel et les autres que je ne peux pas tous citer ici, pour leurs tous premiers cours français pratiques, leurs gentillesse, leurs qualités d'humour, leurs patiences pour une petite vietnamienne, les soirées, les cours de skis, les sorties, les moments inoubliables. Je n'oublie pas non plus les amis, de loin géographiquement mais proches mentalement, qui m'ont toujours encouragée pendant mes séjours en France. Je les envoie mes sincères pensées.

Un remerciement particulier pour l'équipe franco – vietnamienne qui a contribué à la préparation de mon pot de soutenance bien apprécié et attiré une centaine de personnes à 17h, le 27 novembre 2009.

Finalement j'adresse un grand merci à toute ma famille qui a toujours été de mon côté lors des hauts et des bas tout au long de la thèse en particulier à mon frère, à mon père et à ma mère.

Sommaire

Sommaire	i
Résumé	iv
Abstract	vi
Tóm tắt	viii
Introduction générale.....	1
Partie I : Expérimentation	3
Chapitre 1. Introduction et problématique	5
1.1. Généralités sur les centres de stockage de déchets	5
1.1.1. Centre de stockage de déchets classe I : déchets dangereux	5
1.1.2. Centre de stockage de déchets de classe II : déchets non dangereux (ménagers et assimilés).....	7
1.1.3. Centre de stockage de déchets de classe III : déchets inertes.....	7
1.2. Les déchets radioactifs	9
1.2.1. Définition	9
1.2.2. Classification des déchets radioactifs.....	9
1.2.3. Gestion des déchets radioactifs	10
1.2.4. Barrière de fond.....	12
1.2.5. La couverture.....	12
1.2.6. Couche d'argile	13
1.2.7. Présentation des installations principales de stockage en France	14
1.2.8. Problèmes rencontrés par la couverture	19
1.3. Conclusion.....	21
Chapitre 2. Etudes des sols fins	23
2.1. Introduction	23
2.2. Etudes des caractéristiques physiques des argiles.....	23
2.2.1. Structure	23
2.2.2. Paramètres de nature	23
2.2.3. Paramètres d'état :.....	25
2.2.4. Mise en œuvre des sols fins.....	27
2.3. Etudes des caractéristiques mécaniques des argiles.....	29
2.3.1. Comportement mécanique.....	29
2.3.2. Comportement hydraulique.....	33
2.3.3. Le rôle de la teneur en eau	35
2.4. Conclusion.....	36
Chapitre 3. Résultats expérimentaux	37
3.1. Introduction	37
3.2. Caractéristiques physiques du sol testé	37
3.2.1. La minéralogie.....	37
3.2.2. La classification.....	38
3.3. Etude du compactage	42
3.3.1. Préparation des éprouvettes.....	42
3.3.2. Etude du compactage	42

3.4.	Caractéristiques mécaniques	46
3.4.1.	Essai de compression simple.....	46
3.4.2.	Essai triaxial	53
3.4.3.	Essai de traction	63
3.4.4.	Courbes enveloppes en contraintes totales.....	67
3.5.	Conclusion.....	72
Chapitre 4.	Effet d'un renforcement sur une argile en CSD.....	75
4.1.	Introduction	75
4.2.	Références bibliographiques	75
4.3.	Programme expérimental	76
4.3.1.	Matériaux choisis	76
4.3.2.	Résultats expérimentaux	78
4.4.	Analyse pic et post-pic	83
4.5.	Conclusion et remarques	86
Chapitre 5.	Expérience de soulèvement <i>in situ</i>	89
5.1.	Introduction	89
5.2.	Expérimentation en vraie grandeur sur site.....	89
5.2.1.	Description des essais.....	89
5.2.2.	Analyse des résultats des planches d'essai.....	94
5.3.	Conclusion sur les essais en vraie grandeur sur site.....	101
Partie II :	Modélisation numérique.....	103
Chapitre 6.	Modélisation numérique par la méthode des éléments discrets	105
6.1.	Introduction	105
6.2.	Méthode des éléments discrets.....	105
6.2.1.	Loi de mouvement.....	106
6.2.2.	Loi de contact des particules	108
6.3.	Procédures numériques spécifiques à la MED	110
6.3.1.	Introduction	110
6.3.2.	Mise en place des particules.....	110
6.3.3.	Simulation d'un essai de compression simple.....	112
6.3.4.	Simulation d'un essai biaxial	113
6.3.5.	Simulation d'un essai de traction directe	115
6.3.6.	Obtention d'un critère de rupture	117
6.4.	Conclusion.....	117
Chapitre 7.	Calibration sur matériaux pulvérulents et cohésifs	119
7.1.	Introduction	119
7.2.	Paramétrage du comportement d'un milieu pulvérulent	119
7.2.1.	Influence de l'angle de frottement microscopique sur le comportement macroscopique du matériau.....	120
7.2.2.	Influence de l'agencement initial des particules sur le comportement macroscopique du matériau.....	122
7.2.3.	Détermination des paramètres du matériau granulaire pulvérulent de l'expérimentation en vraie grandeur	124
7.3.	Paramétrage du comportement d'un matériau cohérent.....	127
7.3.1.	Introduction	127
7.3.2.	Influence des paramètres d'adhésion sur le comportement macroscopique ..	127
7.3.3.	Adaptation des lois de contact.....	135
7.3.4.	Détermination des paramètres du matériau cohésif de l'expérimentation en vraie grandeur.....	139
Chapitre 8.	Application de la modélisation numérique aux essais en vraie grandeur	141

8.1.	Introduction	141
8.2.	Description de l'essai numérique	141
8.3.	Résultats	143
8.4.	Discussion et comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux	151
8.4.1.	Initiation des fissures.....	151
8.4.2.	Modes de propagation de la fissuration.....	151
8.4.3.	Effort de soulèvement	154
8.5.	Conclusion.....	155
Conclusion générale		157
Références		I

Résumé

L'étude du comportement de l'argile de l'Aptien, utilisée en couverture d'étanchéité des ISD, proche de la saturation et soumise à la flexion et au cisaillement est principalement traitée dans le cadre de ce travail. Des expériences conventionnelles (compression simple, essais triaxiaux) et non conventionnelles (traction directe, essais brésiliens) en laboratoire ont été réalisées pour déterminer les paramètres importants. Une amélioration du comportement mécanique de l'argile par l'addition de fibres de différentes natures a été envisagée. Les résultats ont été interprétés afin d'optimiser la mise en œuvre des matériaux. Cependant, les expériences en laboratoire ne sont pas suffisantes et dans certain cas particulièrement difficile à conduire ce qui explique que parfois elles peuvent être sujettes à caution. Une modélisation numérique a donc été envisagée. La méthode des éléments discrets a été utilisée. Elle permet de reproduire le comportement mécanique des matériaux granulaires et cohésifs de l'échelle du laboratoire à l'échelle de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage. Une attention particulière a été portée à la modélisation de l'argile qui peut être soumise simultanément à de la traction et de la compression. La microstructure du matériau argileux n'a pas été reproduite mais modélisée par un assemblage des particules en interaction. Plusieurs lois de contact ont été utilisées. L'influence des paramètres microscopiques du modèle sur le comportement macroscopique des échantillons numériques a été étudiée. Une extension de ces résultats à la modélisation d'un essai de soulèvement en vraie grandeur in situ a été réalisée. Il s'agit là d'une première réponse au comportement réel de la couverture argileuse du site.

Mots clés : argile, compactage, teneur en eau, essais triaxiaux, compression simple, essais de traction directe, éléments discrets, essais de soulèvement, milieu granulaire, milieu cohésif.

Abstract

The behaviour of the Aptienese clay close to water saturation, which is used for landfill cap cover, is studied in the framework of this thesis. Standard experiments (uniaxial compression and triaxial compression tests) and non usual tests (direct tensile tests and splitting tests) were carried out to determine the major parameters. An improvement of the mechanical behaviour of clay by the addition of different kind of fibres is considered. The results were interpreted in order to optimize the set up of materials and especially the clay layer. However, experiments in laboratory are not sufficient and in certain case particularly difficult to lead and interpreted. A numerical modelling was thus considered. The method of the discrete elements was used. It makes it possible to reproduce the mechanical behaviour of granular and cohesive materials in the range of a laboratory scale to a large scale (in-situ tests). A special attention was paid to the modelling of the clay which can be subjected simultaneously to tensile tests and compressive tests. The microstructure of argillaceous material was not reproduced but modelled by an assembly of particles in interaction. Several laws of contact were used. The influence of the microscopic parameters on the macroscopic behaviour of the numerical samples was studied. An application of these results to the simulation of a large rising test was carried out. This work is a first answer to the real mechanical behaviour of a clay barrier used in landfill cap cover application.

Key words: clay, compaction, water content, uniaxial and triaxial compression tests, direct tensile tests, discrete elements method, in-situ tests, granular medium, cohesive medium.

Tóm tắt

Trong khuôn khổ luận văn này, chúng tôi nghiên cứu sự làm việc của đất sét vùng Aptien ở trạng thái sắp bão hòa nước, ứng dụng trong xây dựng nắp đậy chống thấm của các trung tâm lưu chứa rác thải ít phóng xạ. Các thí nghiệm tiêu chuẩn (nén một trục, nén ba trục), các thí nghiệm kéo trục tiếp và thí nghiệm uốn được thực hiện trên đất sét trong phòng thí nghiệm, nhằm mục đích xác định những thông số quan trọng trong ứng xử cơ học của đất sét. Đồng thời, biện pháp cải tạo nâng cao tính năng cơ học của đất sét bằng việc gia cố các loại sợi khác nhau cũng được nghiên cứu. Các kết quả thí nghiệm được xử lý và khai thác nhằm mục đích hoàn thiện hóa các điều kiện thi công đất sét và xây dựng nắp đậy trên công trường. Tuy nhiên, kết quả thu được chưa mô tả đầy đủ sự làm việc cơ học của đất sét và một số thí nghiệm rất khó thực hiện trong điều kiện phòng thí nghiệm. Vì vậy phương pháp mô hình số hóa trong phòng thí nghiệm đã được ứng dụng để giải quyết vấn đề này. Trong đề tài này, chúng tôi đã sử dụng phương pháp mô phỏng bằng các phần tử rời rạc. Phương pháp này cho phép mô phỏng lại sự làm việc cơ học của môi trường rời rạc (hạt thô) cũng như môi trường dính (hạt mịn) trên cả kích thước mẫu thí nghiệm cũng như kích thước thực của công trình. Chúng tôi tập trung vào việc nghiên cứu sự làm việc của nắp đậy đất sét chịu uốn (kéo và nén đồng thời) và cắt gây ra do sự lún của rác thải phía dưới công trình. Cấu trúc vi mô của đất sét được mô hình hóa bởi tập hợp các phần tử có tương tác với nhau. Các qui luật tương tác phần tử được sử dụng và trình bày trong báo cáo. Luận văn cũng làm sáng tỏ ảnh hưởng của các thông số vi mô tới sự làm việc cơ học tổng thể của mẫu thí nghiệm vật liệu. Luận văn cũng trình bày ứng dụng cụ thể của nghiên cứu trong thí nghiệm hiện trường việc kích uốn ngược một lớp đất sét với kích thước thực, điều kiện độ ẩm và đầm nén gần với điều kiện thi công của vật liệu. Nghiên cứu cũng đã thành công trong việc mô hình hóa thí nghiệm hiện trường này bằng vật liệu số, các thông số của mô hình đã được kiểm định và ứng xử của vật liệu đã được mô hình kiểm chứng lại. Nghiên cứu đã bước đầu đưa ra được câu trả lời về sự làm việc cơ học của đất sét trong điều kiện thi công và khai thác của công trình.

Từ khóa : đất sét, đầm nén, độ ẩm, thí nghiệm nén một trục, nén ba trục, kéo trục tiếp, phương pháp phần tử rời rạc, thí nghiệm hiện trường, môi trường hạt, môi trường dính kết.

*A mes parents,
A mon frère.*

« Ceux qui ont de la chance ne croient pas au hasard »
Yvan Audouard

Introduction générale

Les sols fins sont des matériaux très souvent rencontrés en génie civil, particulièrement en géotechnique environnementale parce qu'ils sont disponibles dans les terrains naturels et qu'ils possèdent une bonne aptitude à l'étanchéité. Dans les applications courantes ces matériaux sont généralement composés de trois phases (solide, liquide et gazeuse). Ils peuvent être saturés ou non saturés. Les sols fins non saturés ont fait l'objet de nombreuses recherches depuis le début des années 1990. Des travaux ont permis de mieux appréhender le comportement des sols désaturés (phase air continue) dans les ouvrages de génie civil. Néanmoins, peu d'auteurs se sont intéressés au comportement des sols non saturés dans la zone de transition entre l'état désaturé et l'état saturé. Ce domaine, où l'air est occlus dans le fluide interstitiel, correspond pourtant à de très nombreux cas pratiques : remblais ou barrages compactés du côté humide de l'optimum Proctor ou couvertures étanches des centres de stockage de déchets mise en œuvre à des teneurs en eau proche de la saturation ($88\% < \text{degré de saturation} < 98\%$). De plus, dans ce dernier cas pratique, les couches de sols fins doivent pouvoir se déformer, sous le tassement différentiel des déchets sous jacents, sans s'endommager. Un endommagement de la couverture étanche remettrait, bien évidemment, en cause la fonction de l'ouvrage. L'objectif étant de garantir la pérennité de la structure géotechnique, une étude du comportement des matériaux constitutifs en laboratoire et sur site est nécessaire. La démarche classique consiste à caractériser le comportement de ces matériaux en s'appuyant sur des données expérimentales pour une modélisation phénoménologique puis d'étendre ces comportements aux ouvrages grâce à des simulations numériques.

Ce mémoire s'articule en deux parties : expérimentation et modélisation numérique.

La première partie comporte 5 chapitres. Le premier chapitre introduit la problématique du travail. Nous présenterons les installations de stockage de déchets (ISD) très faiblement radioactifs (TFA). L'argile étudiée dans ce rapport est celle de l'Aptien inférieur. Elle est située à Morvillier dans l'Aube et est actuellement utilisée *in situ* et remaniée comme couverture étanche du nouveau centre de stockage TFA de l'ANDRA. Dans un premier temps, nous présentons en détail la couverture. Ensuite, nous nous attachons à identifier les problèmes rencontrés lors de la mise en œuvre de l'argile et lors de la surveillance (plus de 30 ans) de l'ouvrage.

Pour répondre à ces questions nous nous attachons, dans le deuxième chapitre, à mettre en évidence les caractéristiques physiques et mécaniques, en référence à la littérature, de l'argile qui est utilisée pour la couverture du centre de stockage de déchets.

Le troisième chapitre sera consacré à présenter les résultats expérimentaux sur le comportement mécanique du matériau. L'argile est testée à l'aide de plusieurs essais de laboratoire afin d'obtenir un comportement mécanique macroscopique aussi global que possible. Une dizaine d'essais de compression simple, environ 120 essais triaxiaux et 10 essais de traction directe ont été réalisés dans le cadre de ce travail de thèse. Les paramètres macroscopiques de l'argile sont interprétés en fonction de la teneur en eau du matériau pour

se rapprocher des conditions de mise en œuvre. Une attention particulière sera portée à l'étude de la fissuration de l'argile sous sollicitations de flexion, domaine jusqu'alors peu étudié dans la littérature.

La sensibilité de l'argile à la fissuration nous a amené à étudier une solution de renforcement pour le matériau. Une trentaine d'essais de compression, simple et confinée, ont été réalisés dans le cadre de la thèse, sur une argile renforcée et non renforcée afin de caractériser son comportement mécanique. Différents types de renforcement ont été utilisés. Une analyse de la résistance au cisaillement du sol en fonction du pourcentage massique et de la nature du renforcement fibreux a été effectuée et présentée dans le quatrième chapitre.

Afin d'approcher le comportement réel du matériau argileux sur site, il est parfois nécessaire de réaliser des essais en vraie grandeur. Ces essais restent complexes à mener, compte tenu des innombrables incertitudes et difficultés liées à la réalisation d'expérimentations sur site. Ils constituent cependant une base de données indispensable à la modélisation numérique. [Camp, 2008] a effectué et analysé 3 essais de soulèvement en vraie grandeur sur une barrière argileuse. L'argile testée est proche de la saturation et compactée dans les mêmes conditions que celles du site. Les résultats obtenus expérimentalement feront l'objet d'une confrontation avec des résultats d'une modélisation numérique présentée en dernière partie de ce mémoire. Un bref résumé de ces 3 expériences est donc présenté dans le cinquième chapitre.

La deuxième partie de ce mémoire comporte trois chapitres consacrés à la modélisation numérique. Celle-ci représente une alternative intéressante aux essais expérimentaux à l'échelle de l'échantillon (particulièrement en traction directe) et à l'échelle de l'ouvrage compte tenu des difficultés et des coûts qu'ils représentent. La méthode des éléments discrets qui a été retenue compte tenu du contexte local est présentée dans le sixième chapitre. Mon implication dans la modélisation numérique réside dans l'utilisation de routines de calcul préexistantes développées au sein de l'équipe. Des modélisations numériques des essais de laboratoire ont été réalisées (essais de compression simple, de traction et de compression biaxiale).

Dans le chapitre 7, nous présentons la méthodologie retenue pour calibrer les paramètres du modèle numérique pour les matériaux mis en œuvre dans les essais de soulèvement (matériau pulvérulent et matériau cohésif). Différentes lois de contact ont été proposées afin d'obtenir une meilleure approche du comportement macroscopique global des matériaux cohésifs.

Le dernier chapitre est consacré à la modélisation des essais de soulèvement en vraie grandeur. Six simulations numériques des trois essais de soulèvement ont été réalisées. Pour cette application, les conditions de mise en œuvre des matériaux *in situ* ont été prises en compte dans l'approche numérique. Les résultats obtenus sont en bonne adéquation avec les résultats expérimentaux.

Enfin, la conclusion permet de faire le point sur le travail effectué et d'envisager quelques perspectives.

Partie I : Expérimentation

Chapitre 1. Introduction et problématique

1.1. Généralités sur les centres de stockage de déchets

Cette étude est relative à l'analyse du comportement mécanique de l'argile utilisée pour les couvertures des centres de stockage de déchets. Dans un premier temps, il est donc important de savoir ce qu'est un centre de stockage de déchets (CSD).

Autrefois, les CSD étaient appelés des décharges. Aujourd'hui, il s'agit de centres d'enfouissement technique (CET) ou installations de stockage de déchets (ISD). La nature et les caractéristiques des déchets imposent une mise en œuvre et un traitement spécifique aux risques associés. La classification des centres de stockage de déchets est donc faite en fonction de la nature des déchets [Saadi, 2003]. Selon les textes réglementaires, on distingue trois types de centre de stockage de déchets :

- Classe I : déchets danger
- Classe II : déchets non dangereux
- Classe III : déchets inertes

1.1.1. Centre de stockage de déchets classe I : déchets dangereux

L'installation de CSD de classe I est destinée aux déchets qui sont issus des activités industrielles et qui sont classés comme dangereux.

La réglementation du décret N° 2002-540 du 18 avril 2002 indique que les déchets considérés comme dangereux possèdent une ou plusieurs propriétés de dangers (Tableau 1-1) :

H1	Explosif
H2	Comburant
H3 – A	Facilement inflammable
H3 – B	Inflammable
H4	Irritant
H5	Nocif
H6	Toxique
H7	Cancérogène
H8	Corrosif
H9	Infectieux
H10	Toxique pour la reproduction
H11	Mutagène
H12	Substances ou préparations qui, au contact de l'eau, de l'air ou d'un acide, dégagent un gaz toxique ou très toxique
H13	Substances ou préparations susceptibles, après élimination, de donner naissance, par quelque moyen que ce soit, à une autre substance, par exemple un produit de lixiviation, qui possèdent l'une des caractéristiques énumérées ci-dessus
H14	Ecotoxique

Tableau 1-1 : Critères H de dangerosité de l'annexe I du décret N° 2002 - 540

Pour chaque CSD classe I, un arrêté d'exploitation doit préciser : les modalités de fonctionnement, les modalités d'exploitation, les modalités de captage et de traitement des effluents, les seuils d'admission des résidus ultimes stabilisés, les conditions de surveillance permanente du site, les modalités de réaménagement et de suivi à long terme après fermeture du centre.

Le choix d'un lieu pour l'implantation d'un site résulte d'une concertation avec les autorités et la population locales, basée sur une succession d'études. Il doit respecter des prescriptions techniques légales, visant à garantir une bonne protection de l'environnement.

Différentes étapes vont se succéder pour l'aménagement d'un CSD de classe I :

- Terrassement : préparation du terrain et création de premières alvéoles de stockage de déchets.

- Détournement des eaux de ruissellement : fossé de collecte des eaux de ruissellement extérieur au site, tranchée drainante pour détourner les eaux de la nappe souterraine, stockage des eaux propres dans un bassin étanche et contrôle avant rejet dans le milieu naturel.
- Captage des lixiviats : le réseau de drains permet l'évacuation des lixiviats vers un collecteur principal, puis vers un bassin de stockage.
- Suppression d'apport en eaux météorologiques dans l'alvéole : l'alvéole est protégée en cours d'exploitation, puis une couverture étanche sera mise en place à la fin du remplacement.

1.1.2. Centre de stockage de déchets de classe II : déchets non dangereux (ménagers et assimilés)

Dans ce cas de CSD classe II, les installations sont réglementées par l'arrêté du 9 septembre 1997, les déchets non dangereux sont traités en effectuant des dépôts ou des enfouissements successifs dans le terrain naturel. En conséquence, ces déchets sont définis comme tous déchets qui ne sont pas définis comme dangereux (le décret N° 2002-540 du 18 avril 2002) pour le milieu naturel.

La circulaire du 28 avril 1998, relative à la mise en œuvre et à l'évolution des plans départementaux d'élimination des déchets ménagers et assimilés, précise qu'il est formellement interdit de stocker des déchets bruts. Autrement dit, un stockage doit être relatif à des déchets considérés comme ultimes ou stabilisés. Cette réglementation est appliquée en France depuis le 1^{er} juillet 2002. Un déchet est considéré ultime s'il est traité ou non, et s'il n'est plus susceptible d'être traité dans les conditions techniques et économiques du moment. Notamment par extraction de la part valorisable ou par réduction de son caractère polluant ou dangereux. Un déchet est considéré comme stabilisé s'il est traité ou non pour que sa perméabilité soit réduite et sa tenue mécanique, améliorée.

1.1.3. Centre de stockage de déchets de classe III : déchets inertes

Ces centres de stockage sont réservés aux déchets dits inertes. Les déchets inertes sont éliminés par réemploi ou stockage. Leur incinération n'est pas envisageable du fait de leur pouvoir calorifique quasi nul. Le stockage de déchets inertes est donc réalisé dans des CSD de classe III. Ces déchets sont des déchets qui ne subissent aucune modification physique, chimique, ou biologique importante. Ils ne se décomposent pas, ne brûlent pas, ne produisent aucune autre réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et ne se détériorent pas au contact d'autres. (Source : Directive 1999/31/CE du conseil du 26 avril 1999 - JOCE du 16 juillet 1999.)

A titre d'exemple (Figure 1-1), nous montrons la production de déchets en France en 2004 [ADEME, 2004] (statistiques fournies par l'ADEME - Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie)

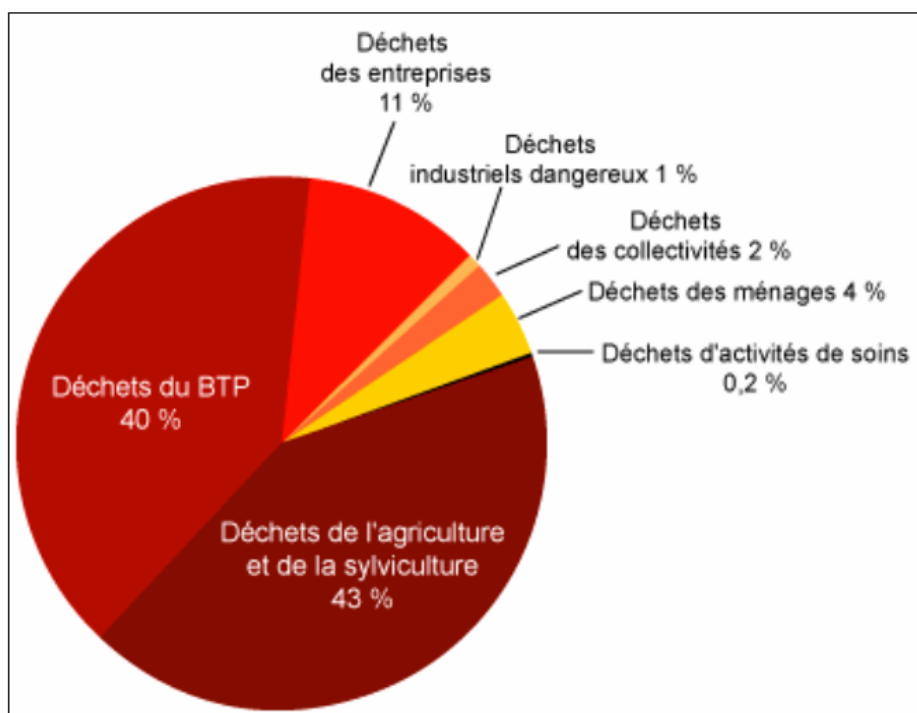


Figure 1-1: La production de déchets par différents secteurs en 2004 d'après [ADEME, 2004]

En France, 849 millions de tonnes de déchets ont été produites en 2004, dont les détails sont présentés dans la Tableau 1-2

Déchets des collectivités	Déchets des ménages		Déchets des entreprises		Déchets de l'agriculture et de la sylviculture	Déchets d'activités de soins	Déchets du BTP
14	28		90		374	0,2	343
Voirie Marchés Boues Déchets verts	Encombrants et déchets verts 6	Ordures ménagères (sens strict) 22	Déchets non dangereux 84	Déchets dangereux 6	Élevage Cultures Forêts		Déchets non dangereux 340
			Dont collectes avec les ordures ménagères 4,5	Dont collectes privées 79,5			Déchets dangereux 3

Tableau 1-2 : La production de déchets en France en mégatonne en 2004 d'après [ADEME, 2004]

- collectivités : 14 millions de tonnes,
- ménages : 28 millions de tonnes,
- entreprises : 90 millions de tonnes,
- agriculture et sylviculture : 374 millions de tonnes,

- activités de soins : 0,2 million de tonnes,
- mines, carrières et BTP : 343 millions de tonnes.

Selon les statistiques de l'ADEME de 2004, chaque habitant a produit 353kg des déchets ménagers en 2004. Cette quantité a été diminuée de 18kg/habitant sur la période 2002 – 2004 [ADEME, 2004].

1.2. Les déchets radioactifs

1.2.1. Définition

Pour les déchets radioactifs, il existe plusieurs notions, ce qui rend leur définition parfois difficile à comprendre. En France, la notion de déchets radioactifs porte d'abord sur la définition du déchet au sens large selon l'article de la loi N° 75-633 juillet 1975 (code de l'environnement), pour lequel il existe une acceptation légale. La notion de « radioactif » concerne tous les déchets qui émettent des rayonnements ionisants. En effet, la majorité des corps sont naturellement radioactifs, à des niveaux souvent très bas, voire non mesurables. De nombreux déchets de la vie quotidienne émettent des rayonnements sans mériter la qualification de déchets radioactifs. Certains pays ont défini des seuils dits de libération, exprimés en unité de radioactivité par unité de masse, en dessous desquels on ne considère plus une matière comme radioactive. Mais, il n'existe aucun consensus international à ce sujet.

En France, les pouvoirs publics désignent souvent un déchet comme radioactif s'il ne peut être négligé au point de vue de la radioprotection (décret 2002-460 relatif à la protection générale du public contre les dangers radioactifs). En réalité, la France applique de manière systématique le principe de précaution à tous les déchets comportant de la radioactivité artificielle. Sauf dérogation particulière, accordée par l'Autorité de sûreté nucléaire, tous les déchets sortant des zones nucléaires sont *a priori* considérés comme radioactifs, donc dangereux.

1.2.2. Classification des déchets radioactifs

La nature chimique et physique, le niveau et le type de radioactivité permettent de définir des catégories et des classes pour les déchets radioactifs. En France, cette classification repose sur deux paramètres, le niveau de rayonnements et la période de radioactivité des radionucléides présents dans les déchets.

La période de radioactivité est le temps au bout duquel l'activité initiale du radionucléide est divisée par deux. On distingue les déchets dont les activités radioactives ont **une période courte** (inférieure ou égale à 30 ans) et ceux qui ont **une période longue** (supérieure de 30 ans). Pour des déchets à vie courte (< 30 ans), on considère qu'ils perdent leurs caractères dangereux au bout de 300 ans au maximum.

Les déchets radioactifs sont constitués d'isotopes qui peuvent être instables et se transmuter spontanément en d'autres atomes avec émissions et de rayonnements :

- Rayonnement alpha : émission de particules composées de noyaux d'atomes d'hélium dont la portée dans l'air est de quelques centimètres. Ces particules sont stoppées avec une feuille de papier.

- Rayonnement bêta : émission d'électrons qui pénètrent de plusieurs mètres dans l'air. Ce type de rayonnement est stoppé avec une feuille d'aluminium ou une vitre de verre.
- Rayonnement gamma : rayonnement électromagnétique très pénétrant, de même nature que le rayon X. Il peut être stoppé par plusieurs centimètres de béton ou de plomb.

Le niveau de rayonnement, qui représente la dangerosité, est défini par la quantité d'éléments radioactifs contenus par unité de masse mesurée en Becquerel (Bq/g). Le Tableau 1-3 montre la classification des déchets selon leur radioactivité.

Activités	Bq/g
Très faible activité	< 100
Faible activité à vie longue	$10 \div 100 \cdot 10^6$
Faible et Moyenne activité à vie courte	$100 \div 10^6$
Moyenne activité à vie longue	$> 10^6$
Haute activité	$> 10^9$

Tableau 1-3 : Activités des déchets radioactifs [ANDRA, 2006]

Ainsi, on classe cinq catégories de déchets radioactifs :

- Les déchets de haute activité (HA)
- Les déchets de moyenne activité à vie longue (MA-VL)
- Les déchets de faible activité à vie longue (FA-VL)
- Les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (FMA-VC)
- Les déchets de très faible activité (TFA)

1.2.3. Gestion des déchets radioactifs

La gestion, à long terme, des déchets radioactifs s'inscrit dans un cadre réglementaire strict, défini aux niveaux national et international. Les déchets doivent présenter des propriétés précises pour être accueillis dans un entrepôt ou un stockage donné. Très variées, les techniques de traitement incluent le compactage, l'incinération, l'évaporation ou la floculation. Le Tableau 1-4 présente la gestion des déchets radioactifs.

CLASSIFICATION FRANÇAISE DES DÉCHETS RADIOACTIFS ET FILIÈRES DE GESTION (EXISTANTES OU À L'ÉTUDE)			
Demi-vie Activité	Vie très courte < 100 jours	Vie courte (VC) < 30 ans	Vie longue (VL) > 30 ANS
Très faible activité (TFA)	Déchets gérés en laissant décroître la radioactivité sur place	Centre de stockage TFA de l'Aube*	
Faible activité (FA)		> Centre de stockage FMA de l'Aube	A l'étude (déchets radifères, déchets graphites)
Moyenne activité (MA)		> A l'étude pour les déchets tritiés	A l'étude dans le cadre des articles L.542-1 à 14 du Code de l'environnement (loi du 30 décembre 1991)
Haute activité (HA)		A l'étude dans le cadre des articles L.542-1 à 14 du Code de l'environnement (loi du 30 décembre 1991)	

Tableau 1-4 : Gestion des déchets radioactifs [ANDRA, 2006]

Dans cette étude, nous nous intéressons au stockage de déchets de très faible activité (TFA). Il s'agit d'un stockage de surface permettant d'isoler les produits radioactifs de l'environnement pendant un temps suffisant à la décroissance de la radioactivité. Ces déchets TFA sont considérés comme négligeables en termes de radioactivité, mais doivent être gérés de manière spécifique. Ils se présentent en général sous forme de déchets inertes (bétons, gravats, terres) ou de produits assimilables aux déchets industriels spéciaux ou aux déchets dits dangereux comportant des espèces chimiques toxiques. Le stockage peut être assimilé aux stockages de classe I.

⇒ **En France, un centre de stockage dédié à ces déchets a été mis en service en août 2003 dans l'Aube [ANDRA, 2006].**

Le principe du stockage de déchets est d'entourer les déchets traités par des couches géologiques imperméables. Pour ce faire, les déchets sont conditionnés puis placés dans une formation géologique stable en interposant des **barrières** naturelles et artificielles entre les déchets et l'environnement. Ce mode de gestion repose sur la rétention des déchets pendant une durée suffisante pour assurer la décroissance radioactive. Généralement, ces barrières comportent une **barrière de fond** (en fond et en talus) et une **couverture** de surface.

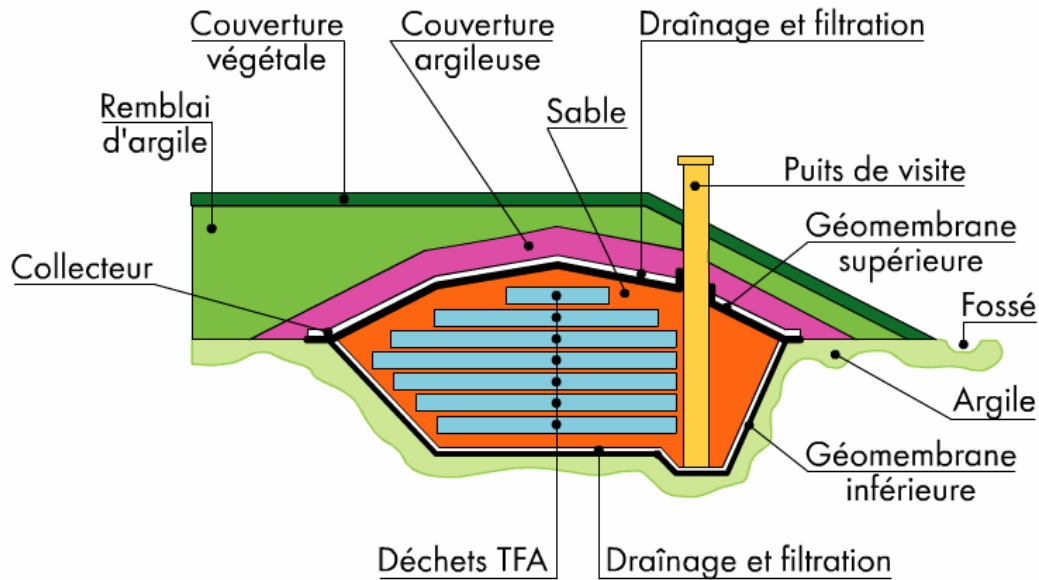


Figure 1-2 : Un casier de stockage de déchets

1.2.4. Barrière de fond

Le CSTFA est composé d'alvéoles creusées dans l'argile de l'Aptien, dans lesquelles sont entreposés les déchets. La Figure 1-2 montre les éléments structuraux d'une alvéole de stockage. L'étanchéité est conforme à la réglementation française.

La nature et l'exigence du stockage de chaque type de déchets font la diversité des structures de confinement. La barrière de fond doit assurer une étanchéité précise durant la mise en œuvre et tout au long de l'exploitation et de la surveillance. Deux niveaux de sécurité du site sont mis en place [Camp, 2008]: sécurité active et sécurité passive. La barrière active est un ensemble des dispositifs complexes composés de géo-synthétique et de couche drainante en matériaux naturels qui assurent l'indépendance de l'alvéole vis-à-vis du plan hydraulique. Cette barrière **Error! Reference source not found.** comporte trois éléments :

- Un système de drainage actif (matériaux drainants et drains collecteurs),
- Un géotextile de protection,
- Une géo-membrane en polyéthylène haute densité (PEHD).

La durée d'exploitation est estimée à vingt ans, durée nécessaire au remplissage du centre. La phase de surveillance qui succède est estimée à une soixantaine d'année. Aussi, la sécurité passive est assurée par une couche d'argile de 5m (minimum) d'épaisseur ($k = 10^{-9}$ m/s).

1.2.5. La couverture

Un élément indispensable au bon confinement des déchets est la couverture. Après avoir rempli l'alvéole, il faut la couvrir. La couverture d'un site de stockage est sans doute la structure qui a le plus de conséquences sur le devenir à moyen et à long terme du site.

Les fonctions qu'elle doit remplir sont multiples :

- confinement des déchets,
- anti – érosion,
- drainages des effluents liquides et gazeux,
- étanchéité,
- filtration,
- protection contre l'intrusion,
- support du couvert végétal.

La fonction principale de la couverture du CSD est d'assurer l'étanchéité du site. En complément de la géomembrane pour la sécurité active, l'argile s'avère être le matériau le plus approprié pour assurer la sécurité passive sur le long terme.

1.2.6. Couche d'argile

La couverture des centres de stockage de déchets dangereux doit comporter une couche d'argile compactée sur une épaisseur d'au moins un mètre. La condition la plus exigeante pour cette couche d'argile est sa faible perméabilité. Les réglementations françaises recommandent une perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-9} m/s.

Pour ce type de structure, la couche d'argile doit posséder des caractéristiques d'imperméabilité et une résistance au cisaillement minimal. Ces caractéristiques dépendent des conditions de compactage et de la mise en œuvre sur ce site. Pour une énergie de compactage donnée, plus la teneur en eau augmente, plus l'argile est imperméable. Car le sol devient saturé. Donc, pour optimiser les caractéristiques hydromécaniques de l'argile et sa mise en œuvre, il faut choisir le couple « teneur en eau, poids volumique » adéquat.

Camp [Camp, 2008] a montré qu'il existe 4 limites sur la courbe Proctor, selon la recommandation du Technical Committee (ISSFME) (Figure 1-3). La perméabilité de l'argile est assurée au-dessus du segment (1) de la (Figure 1-3). Le critère de fissuration acceptable de la couche est donné par (2) qui définit le couple teneur en eau – poids volumique désirable. La limite (3) définit la teneur en eau maximale et la limite (4) la densité minimale, qui permettent d'obtenir une résistance à la compression voulue (d'au moins 200 kPa). L'intersection de ces quatre zones permet d'accéder aux conditions optimales pour le couple (w , γ_d).

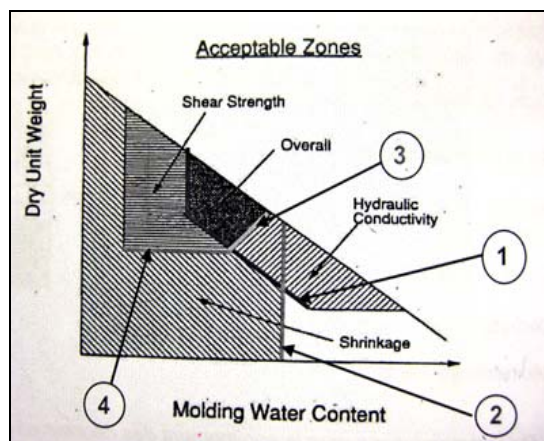


Figure 1-3 : Recommandation du Technical Committee (ISSFME) concernant la mise en œuvre de la barrière imperméable de couverture des centres de stockage

A propos de la teneur en eau correspondant à la mise en œuvre de la couche étanche, une résistance mécanique et une perméabilité admissible peuvent être obtenue entre $w_{opt}+2\%$ et $w_{opt}+6\%$ [ADEME et BRGM, 1999].

En termes de déformabilité de la couche d'argile, la déformation admissible en traction doit être comprise entre 0,2% à 1,5% (déformation d'extension en traction simple). Cette valeur joue un rôle très important pour assurer la résistance de la couche à la flexion tout en gardant une perméabilité acceptable.

⇒ *Dans certains cas, une solution de renforcement de l'argile pourra être envisagée pour améliorer la résistance de la couche.*

L'étanchéité de la couverture est assurée par l'association de la couche argileuse et de la géo-membrane PEHD. La géo-membrane est de quelques millimètres d'épaisseur mais de très forte imperméabilité (10^{-11} m/s). La recommandation française impose une perméabilité inférieure à 10^{-9} m/s sur au moins un mètre d'épaisseur pour la couche d'argile.

1.2.7. Présentation des installations principales de stockage en France

Cette partie est relative à présenter des centres principaux de stockage de surface et leurs couvertures argileuses. L'objectif de ces centres est d'isoler les produits radioactifs de l'environnement pendant le temps nécessaire à la décroissance de leur radioactivité. En France, ils existent deux sites majeurs : le centre de stockage de la Manche et le centre de stockage de l'Aube.

1.2.7.1. Description du centre de la Manche

Le centre de la Manche (CSM) est un centre de stockage de déchets radioactifs de faible et moyenne activité et de courte durée de vie. Il a été créé en 1969 à la Hague, dans la commune de Digulleville. Il a été mis en service pendant 25 ans (le dernier colis de déchets est arrivé en 1994). Plus de 500 000 m³ de déchets y ont été stockés. Depuis 2003, il est en phase de surveillance pour une période estimée de plusieurs siècles. La Figure 1-4 est la vue aérienne du centre de la Manche.



Figure 1-4 : Centre de la Manche

La couverture du centre de la manche mise en place en 1997, présente la structure suivante de bas en haut (Figure 1-5) :

- Une couche de forme composée de schistes et de grès qui donne la pente de la couverture.
- Une couche de sable de protection, dans laquelle s'insère une géo-membrane bitumineuse qui recueille l'eau par des drains (dits « drains d'alerte ») en position haute et basse.
- La membrane bitumineuse qui assure l'étanchéité de la couverture.
- Une couche de schistes et de grès compactés (barrière biologique) pour éviter aux animaux fouisseurs de détériorer la membrane dans l'hypothèse où ceux-ci aient traversé la couche de terre végétale de surface.
- Enfin, un engazonnement est réalisé pour éviter l'érosion des sols.

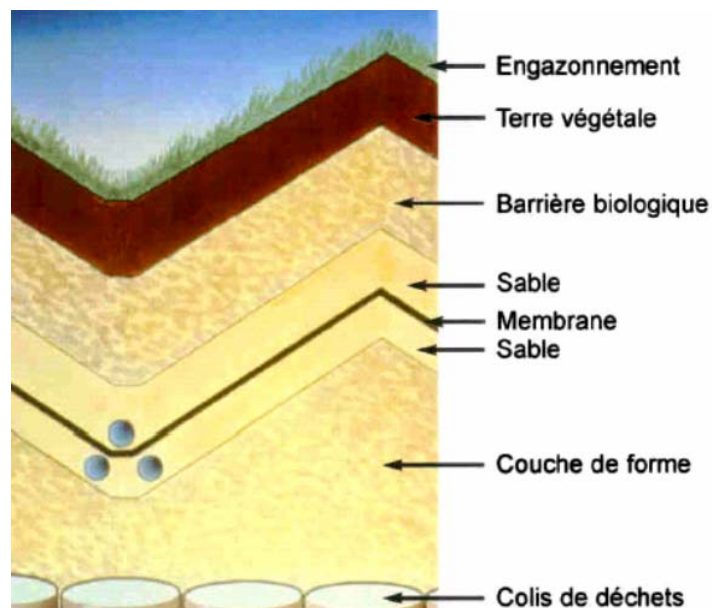


Figure 1-5 : Coupe des couches de la couverture du centre de la Manche

1.2.7.2. Trois critères principaux de la couverture en exploitation

- Critère d'étanchéité : la quantité maximale d'eau de pluie susceptible de traverser la couverture ne doit pas dépasser quelques litres par mètre carré par an soit inférieur de $10\text{l/m}^2/\text{an}$.
- Critère de pérennité : la couverture doit conserver ses qualités de fonctionnement pendant la période de surveillance (300 ans).
- Critère de protection : la couverture doit assurer des conditions de radioprotection.

1.2.7.3. Les problèmes rencontrés sur ce centre

- Une géo-membrane a été mise en œuvre afin d'assurer la perméabilité de la couverture. Elle offre une perméabilité satisfaisante inférieure ou égale à 10^{-11} m/s. De plus, ses qualités de déformabilité (déformation d'environ 87%) montrent sa capacité à supporter les tassements différentiels. Cependant, rien n'est précisé sur la durabilité du complexe des produits géotextile, géo-membrane, sur une durée de 300 ans.
- Un problème d'effondrement est apparu après le début de la période de surveillance de la couverture. L'effondrement peut être causé par la déformabilité du massif de déchets au sein du centre, mais aussi par le tassement des couches surchargées situées au-dessus de la couverture. En plus, les parties en talus de la couverture risquent de glisser. Ces glissements trouvent leur origine dans la captation des eaux sous-jacentes. Ces glissements peuvent se traduire par l'apparition de fissures sur le dôme.

1.2.7.4. Les solutions proposées

- La couverture finale prévoit une structure associant une couche d'argile et une géo-membrane bitumineuse. Cependant, seule la géo-membrane a été installée. Pour mettre en place l'argile, il faut attendre que les ouvrages de stockage soient stabilisés.
- La mise en place des moyens d'observation pour surveiller les tassements de la couverture qui peuvent provoquer des fissurations et des glissements est fortement conseillée.

⇒ *Ces observations doivent mettre en évidence l'importance d'études complémentaires sur les matériaux de la couverture, notamment la couche d'argile.*

1.2.7.5. Centre de l'Aube

Le centre de stockage de déchets de l'Aube, composé de deux sites, est situé à Soullaines-Dhuy. Le premier est mis en fonction depuis 1992. Il s'agit du centre de stockage de déchets radioactifs en surface le plus grand du monde. Ce site est prévu pour réceptionner des déchets de faible et moyenne activité (FMA) à vie courte, c'est-à-dire dont la radioactivité décroît de moitié en 30 ans (demi-vie inférieure à 30 ans). Ainsi, il faut 300 ans pour que ces déchets perdent l'essentiel de leur radioactivité. Ils proviennent principalement de l'industrie nucléaire (blouses, bottes, gants ayant servi à des manipulations radioactives, pièces mécaniques...) mais aussi d'autres secteurs comme l'industrie minière, les laboratoires de recherche ou la médecine nucléaire. En 2000, ce centre de l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (ANDRA) a atteint 10 % de sa capacité de stockage. Conçu pour accueillir un million de mètres-cube de déchets, il doit fonctionner une soixantaine d'années.

Les colis de stockage sont empilés dans des casemates en béton (Figure 1-6). Une fois que l'alvéole de stockage est pleine, une dalle en béton armé, solidaire des parois, permet de fermer l'alvéole. L'ensemble de ces opérations est réalisé sous un toit mobile, déplacé d'une alvéole à l'autre au fur et à mesure de la construction, du remplissage et de la fermeture de l'alvéole. Une galerie située sous les alvéoles permet de recueillir les eaux dans une cuve de rétention. Ce réseau de collecte d'eau assure l'étanchéité des cases qui sont contrôlées régulièrement. Les cases sont posées sur une «barrière naturelle» composée d'une couche d'argile et d'une couche de sable. Le stockage de l'Aube est situé dans une zone géologiquement stable sans risque sismique majeur.



Figure 1-6 : Mise en place des couches des déchets dans le centre l'Aube

A côté du premier site, le Centre de stockage de Morvilliers a été créé en 2004 pour accueillir les déchets de très faible activité (TFA). Ce centre doit recueillir $650\,000\text{m}^3$ de déchets pendant 30 ans, $16\,644\text{m}^3$ de déchets y sont déjà stockés. Une couche argileuse très homogène de 15 à 25 mètres d'épaisseur constitue la roche d'accueil du centre. Son imperméabilité en particulier (moins de 10^{-11}m/s), est essentielle à la sûreté du stockage. Les circulations d'eau sont très faibles dans la formation sur laquelle repose la couche d'argile. De nombreuses études de l'ANDRA montrent que les caractéristiques mécaniques de l'argile sont acceptables pour ce genre d'ouvrage. Camp [Camp, 2008] donne quelques caractéristiques mécaniques pour cette argile (Tableau 1-5):

Caractéristiques mécaniques	$\phi_u = 22^\circ$, $C_u = 90\text{ kPa}$	$\phi'_u = 24^\circ$, $C'_u = 15\text{ kPa}$
Classification GTR : A2	$\gamma_h = 21$ à 22 kN/m^3	$w_{\text{nat}} = 12\%$ à 19%
Granulométrie	$< 2\mu\text{m} : 34$ à 53%	$< 80\mu\text{m} : 90$ à 95%
Plasticité	$I_p : 17$ à 24	$w_p : 20$ à 24% ; $w_L : 42$ à 46%

Tableau 1-5 : Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile de l'Aptien [Camp, 2008]

⇒ *C'est cette argile (Aptien inférieur) qui sera particulièrement étudiée dans ce travail. En effet, elle constitue la barrière passive du centre de stockage de déchets TFA.*

En ce qui concerne les conditions hydrogéologiques du site, des investigations, [ANDRA, 2006] ont montré que la nappe captive se trouve à environ 25m de profondeur, dans une zone de sable argileux. La présence d'une nappe captive sous le site de stockage a été prise en compte afin que les alvéoles de stockage soient toujours au dessus du niveau supérieur que pourrait atteindre cette nappe (plus de 2m).

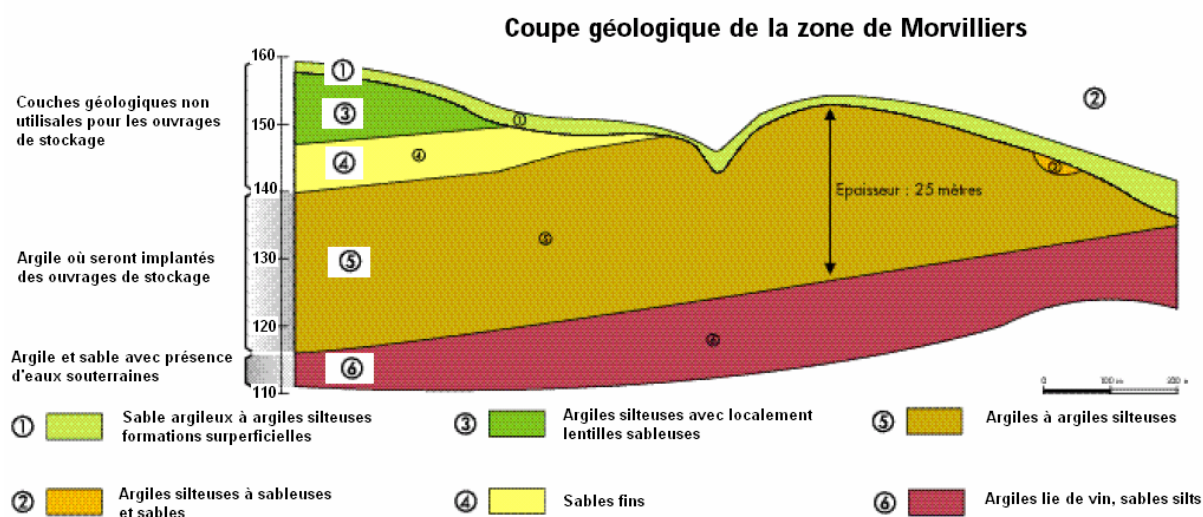


Figure 1-7 : Coupe géologique au droit du centre de stockage TFA de l'Aube

Les déchets TFA sont traités et stockés dans les alvéoles creusées dans la couche d'argile de surface. La Figure 1-8 donne la vue à l'intérieur d'une alvéole. Les colis de déchets sont placés par couches successives dans les alvéoles. Entre ces couches, une couche de sable sec a été mise en œuvre, qui permet de remplir les vides et de limiter les tassements résiduels ultérieurs.



Figure 1-8 : Vues intérieure et extérieure d'une alvéole au TFA de l'Aube [ANDRA, 2006]

La couverture du stockage de déchets TFA sera mise en place en deux parties principales, en référence à l'expérience du centre de la Manche. La couverture provisoire sera composée par la géo-membrane. La couverture définitive composée des couches géologiques sera mise en œuvre sur la géo-membrane.

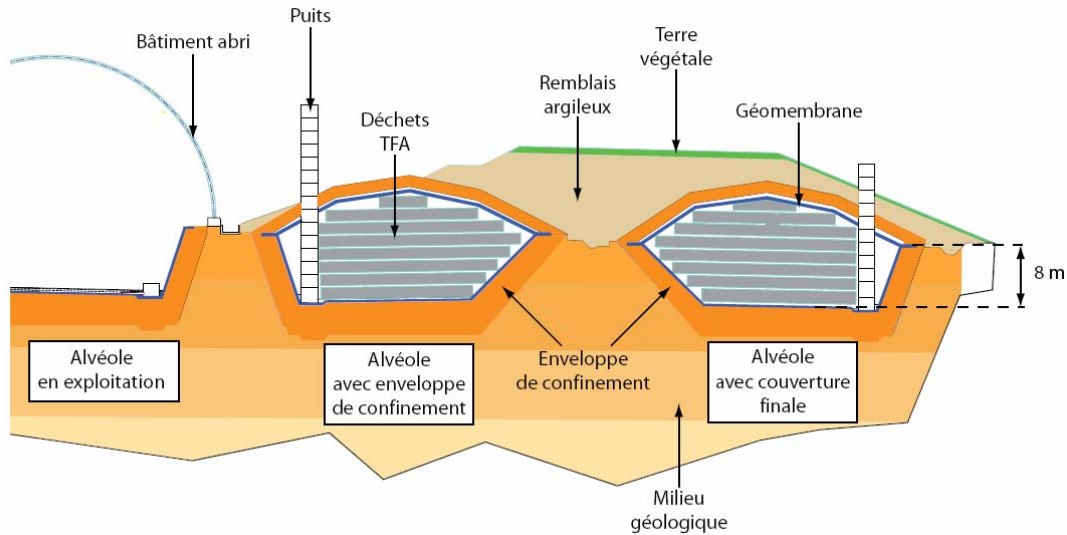


Figure 1-9 : Coupe de la couverture d'une alvéole de centre TFA

La couverture dite provisoire est composée d'un dispositif étanche de géo-membrane (DEG) qui comprend trois parties : une géo-membrane étanche d'épaisseur minimale de 2mm et des géotextiles anti-poinçonnant placés sur et sous la géo-membrane. La couverture définitive est composée :

- D'une couche d'altérite non compactée entre 0.2m et 0.5m d'épaisseur posée sur le DEG. Cette couche protège le DEG lors du compactage et répartit les forces pour obtenir une homogénéité du compactage de l'argile.
- D'une couche d'argile compactée d'une épaisseur minimale d'un mètre, au dessus de la couche d'altérites. Cette argile est compactée en plusieurs couches minces afin d'obtenir une densité homogène et d'assurer la perméabilité exigée (de 10^{-9} m/s) pour l'ouvrage.

En résumé, la couverture finale du centre TFA est composée d'une barrière active et d'une barrière passive.

⇒ *Cependant, la mise en œuvre et l'exploitation de cette couverture posent quelques problèmes qui sont présentés dans la suite de ce rapport.*

1.2.8. Problèmes rencontrés par la couverture

Pour assurer toutes les conditions physiques, mécaniques et techniques de la couverture de l'ISD, durant l'exploitation et toute la vie du centre, on peut citer les points suivants :

1.2.8.1. Mise en œuvre

Un compactage parfait est exigé. D'un part, la couche d'argile ne doit pas endommager le dispositif d'étanchéité par géo-membrane sous-jacent, d'autre part, l'énergie de compactage doit être suffisante pour obtenir une perméabilité et une densité requises.

De plus, une attention particulière doit être portée à la mise en place de la couverture. En effet, une exposition prolongée de la couche d'argile aux agents extérieurs peut engendrer des désordres (gel, dessiccation) dans l'argile et de la fissuration.

1.2.8.2. Comportement du massif de déchets

Les déchets traités et compactés sous forme de colis sont hétérogènes et stockés en plusieurs couches. Bien que ces couches soient intercalées entre des couches de sable, le tassement différentiel de ces colis est envisagé.

1.2.8.3. Transfert hydraulique

La couverture est équipée d'un dispositif de drainage spécial qui associe des matériaux géo-composites avec une couche de milieu granulaire. Une couverture en fonctionnement a besoin d'une certaine humidité au sein des couches pour maintenir son étanchéité, notamment au niveau de la couche argileuse. Un transfert hydraulique trop rapide peut provoquer des fissurations dans la couche d'argile par dessiccation. Au contraire, si on diminue la saturation de la couche d'argile, la succion sera augmentée, ce qui permet de réduire la capacité de drainage de la couche.

⇒ *Il est donc important de définir la teneur en eau optimale de l'argile pour maintenir le bon fonctionnement hydraulique de la couverture.*

1.2.8.4. Comportement des barrières imperméables

La couverture en général, et la couche d'argile en particulier doit supporter durant sa vie différentes sollicitations, notamment le tassement des déchets sous-jacents et la surcharge au dessus de la structure. Le tassement des déchets peut engendrer une déformation importante et provoquer la fissuration de l'argile et, éventuellement endommager la géo-membrane.

Une surcharge statique (couches granulaires, terre végétale...) correspondant à environ 100kPa peut donner le même effet. Les engins de chantier peuvent aussi apporter une surcharge dynamique (environ 30kPa au niveau de chaque roue). Toutes les charges supplémentaires doivent être prises en compte pour assurer la sécurité du site.

1.2.8.5. Stabilisation de la couverture

Comme la couverture comporte un dôme et des talus, il faut assurer la stabilité de ces deux parties en même temps et tout au long de la vie de la décharge.

En talus, les conditions de stabilité passent par l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement aux interfaces. Sans doute, les conditions les plus défavorables sont de réaliser le compactage sur une géo-membrane lisse. Le contact frottant est assuré par l'interposition d'une couche granulaire frottante.

En dôme, le problème de la stabilité est lié au tassement différentiel des déchets. C'est la question principale relative du comportement mécanique de la couverture.

⇒ *Elle sera étudiée plus spécifiquement dans les chapitres suivants. Il s'agit du comportement de la couche d'argile sous flexion et cisaillement provoqué par le tassement différentiel des déchets.*

1.2.8.6. Comportement à long terme

La couverture définitive est mise en place pour une durée de vie de 300 ans. Maintenir ses caractéristiques à long terme, notamment en terme de la déformation sans fissuration est un point important. Le tassement différentiel des déchets ne se produit pas à court terme. L'effondrement en surface de la couverture peut être différé. De plus, le transfert hydraulique est lui-même un phénomène à long terme. Il est alors nécessaire de mettre en place un dispositif d'observation qui permet d'avoir un contrôle en continu de l'ouvrage.

1.3. Conclusion

Le travail décrit dans la suite de ce rapport vise à caractériser la couverture, à étudier son comportement mécanique et sa mise en œuvre. Une attention particulière a été portée à l'étude de la fissuration de la couche d'argile, domaine intéressant et jusqu'alors peu étudié dans la littérature.

Dans un premier temps, la deuxième partie sera consacrée à l'étude des caractéristiques physico – mécaniques de l'argile qui sera mise en œuvre pour la couverture du centre de stockage de déchets.

Chapitre 2. Etudes des sols fins

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons en première partie une étude bibliographique sur les caractéristiques physiques de l'argile, puis en deuxième partie une étude portant sur les caractéristiques mécaniques des sols fins pour une application donnée.

2.2. Etudes des caractéristiques physiques des argiles

2.2.1. Structure

Les sols fins en général et l'argile en particulier sont constitués d'un ensemble de particules minérales ayant une taille inférieure à 2 μm . Ce matériau a fait l'objet de nombreux travaux sur sa nature minéralogique ([Kamel, 1981], [Rico, 1984], [Tardy et Touret, 1987], [Touret, 1988]). Au niveau minéralogique, les argiles sont des silicates simples ou complexes d'aluminium, de magnésium et de fer.

La plupart des minéraux argileux se présentent sous la forme de feuillets, d'où leur nom de phyllithes ou phyllosilicates. Chaque particule est constituée d'un empilement de quelques dizaines ou centaines de feuillets. La constitution chimique, l'épaisseur (de l'ordre du nanomètre) et l'écartement des feuillets (de l'ordre de l'Angström de 7 à 20 selon l'état d'hydratation) définissent la minéralogie de l'argile et ses propriétés. La structure des feuillets est déterminée par l'arrangement des ions oxygènes et des ions hydrogènes. Ainsi, le feuillet est formé par la répétition horizontale d'unités élémentaires : couches de tétraèdres à cœur de silicium et couches octaèdres à cœur d'aluminium. Parmi l'ensemble des minéraux cités, nous pouvons distinguer particulièrement trois familles importantes : les kaolinites, les illites, et les smectites.

La différenciation se fait essentiellement par un certain nombre d'essais en laboratoire ou *in situ*, qui permettent de déterminer les paramètres d'état et de nature du matériau ainsi que son comportement mécanique et hydraulique.

2.2.2. Paramètres de nature

Ces paramètres se composent de :

- la granulométrie,
- l'argilosité,
- la minéralogie.

La granulométrie de l'argile se fait par le tamisage ou la sédimentation. L'analyse granulométrique est effectuée suivant la norme NF P94-056 et NF P94-057. La répartition des tailles des grains de sol est prise en compte jusqu'à 80 μm . C'est-à-dire que la fraction granulaire d'argile reste inférieure à 80 μm . On peut définir également la notion de « teneur en argile ». C'est le pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μm .

L'argilosité est déterminée par l'indice de plasticité I_p . Il mesure l'étendue de la plage des teneurs en eau dans laquelle le sol se trouve dans un état de plasticité. L'indice de plasticité est défini par l'intermédiaire des **limites d'Atterberg** (la norme NF P94-051). Suivant les valeurs d' I_p , les sols peuvent être classés selon le Tableau 2-1:

Indice de plasticité	Etat de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Tableau 2-1 : Indice de plasticité

L'indice de plasticité dépend de la nature du sol et de la quantité des minéraux argileux qu'il contient. Il est d'autant plus élevé que le sol contient plus d'argile. L'expérience a prouvé que cet indice était extrêmement important pour quantifier la sensibilité des sols fins à l'eau [Saadi, 2003].

Le troisième paramètre qui définit la nature d'un sol est l'étude minéralogique. La détermination de la composition chimique, par les méthodes courantes, fluorescence X, absorption atomique, etc., des différents types de minéraux argileux dans des échantillons géologiques est difficile car il est presque impossible d'isoler et de concentrer un seul minéral parmi ceux présents dans les assemblages formant la fraction fine. Ces microanalyses montrent qu'il peut exister de grandes variations de composition entre les particules. Les résultats de ces analyses permettent d'établir la présence de plusieurs populations ayant des granulométries et probablement des compositions différentes. Par exemple, la partie minérale microscopique de l'argile comprend des éléments tels que Si, Al, K, H₂O... (Figure 2-1). La phase solide d'un sol est constituée de particules minérales de différentes tailles. Les plus gros éléments (sable et gravier) proviennent d'une désagrégation mécanique (diamètre > 2 μm), les plus petits éléments proviennent (les argiles, diamètre < 2 μm) d'une altération chimique superposée à une désagrégation mécanique.

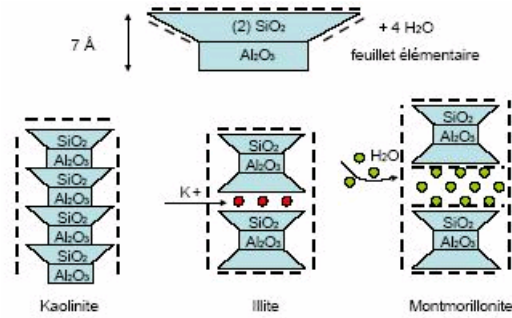


Figure 2-1 : Microstructure de trois grandes familles argileuses

2.2.3. Paramètres d'état :

Deux variables sont nécessaires pour décrire l'état d'un sol, la teneur en eau (w exprimée en %) et le poids volumique (sec γ_s et/ou humide γ_h exprimé en kN/m^3)

L'eau joue un rôle très important sur les propriétés physiques des sols fins. La teneur en eau est définie par la norme française P94 – 050 sous forme :

$$w = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \text{ (\%)} \quad (2-1)$$

Le poids volumique d'un sol est décrit selon la norme P94 – 053 comme étant le rapport du poids du sol à son volume. On définit particulièrement le poids volumique sec qui est le rapport du poids sec du sol au volume. A la teneur en eau, on peut déterminer l'indice des vides, la porosité, le degré de saturation et le poids volumique humide du sol.

Certains paramètres d'état, nécessaires à la caractérisation du matériau naturel, font appel aux **limites d'Atterberg**.

Les études de [Baver, 1930] et [Combeau et Quantin, 1963] ont montré que les limites d'Atterberg dépendent étroitement de la granulométrie de l'échantillon. Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité ainsi que celle de l'indice de plasticité augmentent régulièrement avec le taux des éléments fins de 0 – 20 μm dans le sol.

Dans le cas des sols saturés, la relation entre l'état d'humidité et l'état de serrage est exprimée par :

$$w_{sat} = \frac{n\rho_w}{(1-n)\rho_s} 100(\%) = e \frac{\rho_w}{\rho_s} 100 = \rho_w \left(V_{100} - \frac{100}{\rho_s} \right) \quad (2-2)$$

où

w_{sat} est la teneur en eau pondérale,

n , la porosité,

e , l'indice des vides,

ρ_s et ρ_w , les masses volumiques du squelette et de l'eau

V_{100} , le volume correspondant à une masse de 100g de phase solide.

Puisque les forces d'interaction entre l'eau et le squelette minéral sont compensées, la pression interstitielle dans les sols saturés est généralement égale ou supérieure à la pression atmosphérique.

Les sols sont considérés comme non saturés si dans leurs pores se trouve de l'air. Pour ce type de matériau, les résultats sont différents car il y a présence de trois phases (Figure 2-2). [Delage et Cui, 2000] ont fait remarquer que les déformations et la résistance d'un sol non saturé dépendent, d'une part de la minéralogie des particules qui constituent le squelette du sol et, d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pression de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures). La description, du comportement mécanique des argiles sous forme d'une relation entre les charges appliquées et la déformation du sol sur des essais expérimentaux, sera présentée dans la suite de ce travail.

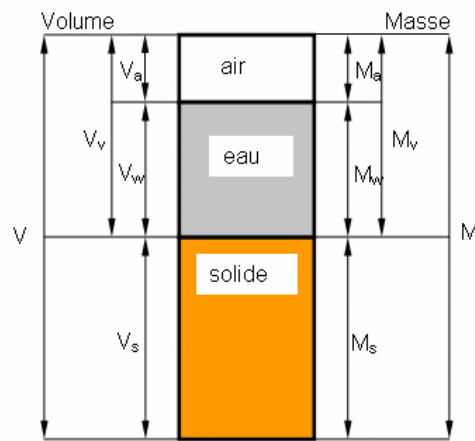


Figure 2-2 : Les trois éléments constitutifs du sol

Pour un sol non saturé, la relation (2-1) mentionnée ci-dessus ne subsiste plus. On cite alors la notion de degré de saturation qui exprime le degré de remplissage des pores par l'eau sous forme :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2-3)$$

Lorsque le sol est sec $S_r = 0$. Lorsqu'il est saturé, c'est-à-dire lorsque les vides du squelette solide sont remplis d'eau : $S_r = 1$. Donc, à une même porosité, le sol peut avoir une infinité de teneurs en eau. De même, pour une même teneur en eau donnée, il peut y avoir différentes porosités. D'après la définition de la porosité :

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{100}{V_{100}} \frac{1}{\rho_s} \quad (2-4)$$

Et pour l'indice des vides :

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{V_{100}}{100} \rho_s - 1 \quad (2-5)$$

On en déduit que pour une certaine masse volumique des grains (ρ_s) il existe une relation univoque entre V_{100} et les valeurs n et e . Sur cette base, une fois que l'on connaît la masse volumique solide des matériaux, les valeurs de porosité et d'indice des vides se déduisent des relations (2-4) et (2-5).

On a toujours une relation entre la masse volumique sèche (ρ_d) et V_{100} exprimée par :

$$\rho_d = \frac{100}{V_{100}} \quad (2-6)$$

On peut également présenter la masse volumique humide correspondant à la relation :

$$\rho = \rho_d \left(1 + \frac{w}{100} \right) = \frac{100}{V_{100}} \left(1 + \frac{w}{100} \right) \quad (2-7)$$

D'après cette relation, on peut déduire que pour un sol sec ($w = 0\%$), ρ_d et ρ ont la même valeur.

En tenant compte de la définition du degré de saturation et de la relation (2-2), on obtient :

$$w = S_r w_{sat} = S_r \rho_w \left(V_{100} - \frac{100}{\rho_s} \right) \quad (2-8)$$

En conclusion, l'état d'humidité d'un sol est déterminé par les paramètres : w , S_r , n ou e , ρ_d et ρ . Les relations réciproques entre (2-1) et (2-8) permettent de définir les valeurs des propriétés correspondantes à l'état physique du sol. La notion du poids volumique de l'argile sera souvent utilisée dans ce mémoire. Cependant, elle n'apparaît pas dans les définitions précédentes. En effet, le poids volumique et la masse volumique expriment le même phénomène. La valeur du poids volumique (γ en kN/m^3) sera déduite de la masse volumique par la relation suivante :

$$\gamma = g \cdot \rho \quad (2-9)$$

Comme les couvertures d'argile des CSD sont réalisées à partir d'un matériau fin et compacté qui peut assurer une étanchéité très élevée, les paragraphes suivants abordent le compactage et la mise en œuvre des sols fins.

2.2.4. Mise en œuvre des sols fins

La structure d'une argile compactée définit l'arrangement des particules élémentaires et des forces électriques agissant entre elles. Le but du compactage consiste à homogénéiser le

matériau à une densité suffisante afin que sa résistance au cisaillement, sa déformation et son étanchéité aient une valeur convenable. L'argile du site se trouve dans un état d'humidité naturelle qui la rend plus ou moins exploitable. Modifier sa teneur en eau est une opération difficile, délicate, et donc coûteuse. Il faut donc s'interroger sur les caractéristiques de l'argile compactée en relation avec sa teneur en eau.

Dans les années 30, Proctor a démontré l'influence de la teneur en eau w en fonction de l'énergie de compactage sur le poids volumique γ_d . En laboratoire, l'énergie de compactage dynamique de l'essai Proctor normal tel qu'il est réalisé actuellement se détermine par :

$$E_d^n = \frac{24.5 (N) \times 0.305 (m) \times 25 (coups) \times 3 (couches)}{0.152 \times 182.4 \times 10^{-4} (m^3)} \approx 450 (kN/m^2) \quad (2-10)$$

Quant à l'essai Proctor modifié, il correspond à une énergie E_d qui est différente de E_d^n . En effet, l'énergie de compactage est modifiée en changeant le nombre de coups sur les couches de compactage. L'énergie équivalente de compactage est calculée maintenant en pourcentage selon la formule (2-11):

$$e_c = \frac{E_d}{E_d^n} (\%) \quad (2-11)$$

Le matériau est donc plus ou moins compacté.

A l'optimum (Figure 2-3), la plupart des sols fins ont un degré de saturation S_r compris entre 80% et 90%, c'est-à-dire que l'argile est très proche de la saturation avec un indice des vides (e_i) variable.

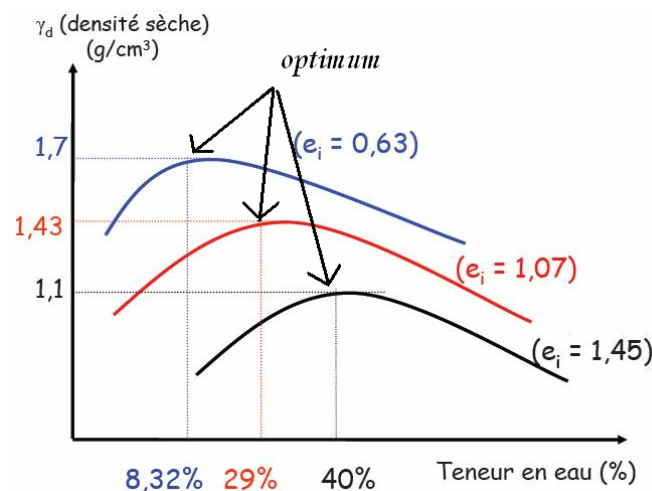


Figure 2-3 : Courbe de Proctor de l'argile (e_i : l'indice des vides)

Dans les années 50, [Lambe, 1958] montre qu'un sol fin compacté du côté humide de l'optimum est plus imperméable que s'il est compacté du côté sec avec la même énergie.

La structure du sol après compactage et la minéralogie sont des variables fondamentales qui gouvernent le comportement vis-à-vis des changements de la teneur en eau. Les structures ouvertes, qui correspondent à de faibles densités, sont sujettes à l'effondrement quand les forces internes d'origine capillaire, capables de rigidifier le sol, diminuent, suite à une humidification [Alonso, 1993]. Cependant, la destruction des ménisques, des ponts et des agglomérats entre grains, qui d'ordinaire accompagne un processus d'imbibition peut provoquer d'importantes réductions de volume. Si la plage des contraintes appliquées est vaste, on constate qu'après une imbibition d'un sol compacté, l'effondrement augmente avec la contrainte appliquée jusqu'à atteindre un maximum, puis diminue pour des contraintes de confinement supérieures. Ce comportement est logique du point de vue physique. En effet, à une succion donnée, la contrainte croissante arrivera à rompre la structure du sol, mais simultanément provoquera des états denses du sol.

La mise en œuvre des couches d'argile sur chantier est donc effectivement très importante pour la pérennité de l'ouvrage. Le compactage *in situ* est destiné à limiter les tassements et à assurer la stabilité. En couche de forme, on peut obtenir des caractéristiques suffisantes de raideur et de résistance pour ne pas provoquer des déformations et des désordres dans la structure [CFTR, 2002].

Pour un compactage efficace, il faut maîtriser quatre éléments :

- la classification d'argile (nature, état, comportement),
- le type de compactage (statique ou dynamique, au laboratoire ou *in situ*),
- le matériel de compactage (engins – paramètres de construction et de fonctionnement),
- l'épaisseur à mettre en œuvre.

2.3. Etudes des caractéristiques mécaniques des argiles

2.3.1. Comportement mécanique

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements, la compressibilité ou la consolidation, et la résistance au cisaillement des sols. Ces paramètres sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire et notamment :

- l'essai de compactage Proctor,
- l'indice portant immédiat,
- l'essai de cisaillement direct à la boîte,
- l'essai de compression simple et de cisaillement à l'appareil triaxial,
- l'essai œdométrique.

2.3.1.1. L'essai de compactage Proctor

C'est un essai qui permet de déterminer la densité maximale du sol ou des granulats analysés. L'essai consiste à tester la compacité du sol pour une teneur en eau variable.

L'objectif est d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé et à mesurer le poids volumique sec obtenu. L'essai est recommandé pour différentes teneurs en eau. Il existe deux types d'essais d'usage courant : l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié. Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont l'abscisse est la teneur en eau et l'ordonnée est le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. L'optimum est alors déterminé par le point maximal de la courbe qui donne la teneur en eau optimale pour une compacité maximum.



Figure 2-4 : Moule de CBR pour un essai de compactage modifié

2.3.1.2. L'indice portant immédiat :

L'Indice Portant Immédiat du sol à teneur en eau naturelle exprime la capacité au poinçonnement d'une éprouvette de sol compacté à énergie Proctor (NF P94 – 078). Cet indice ne constitue pas une caractéristique intrinsèque du sol. En effet, si cette grandeur dépend en partie de la nature du sol, elle dépend également, dans une large mesure, de la teneur en eau du sol. [Venstermans *et al.*, 2001] ont montré qu'il existe une relation entre l'IPI et le poids volumique sec en fonction de la teneur en eau de l'argile.

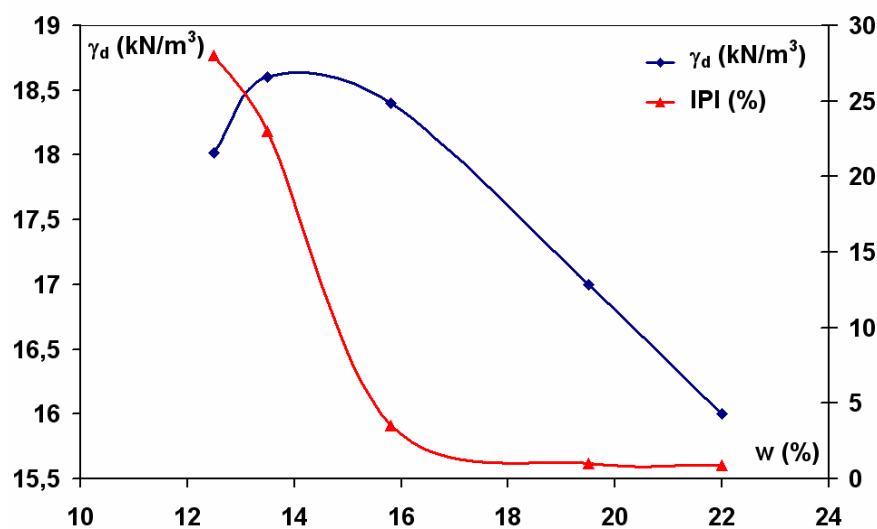


Figure 2-5 : Courbe Proctor et de l'IPI, ligne TGV-Est, A8 [Venstermans *et al.*, 2001]

2.3.1.3. L'essai de cisaillement direct :

L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol. En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture τ (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée σ . A chaque essai correspond, dans le plan de Mohr (O, σ, τ), un point de la courbe de coordonnées (σ, τ) . Dans l'essai de cisaillement direct, des conditions de drainage dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse de l'essai.

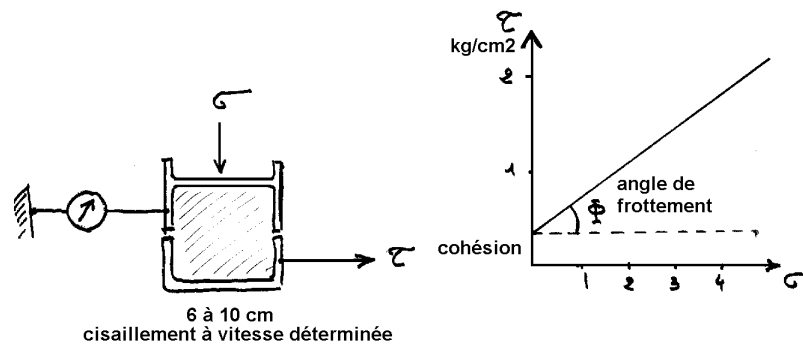


Figure 2-6 : Boîte de cisaillement de Casagrande et expression des résultats

2.3.1.4. L'essai œdométrique :

C'est un essai classique de laboratoire qui permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps (NF P94-090-3). Il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité.

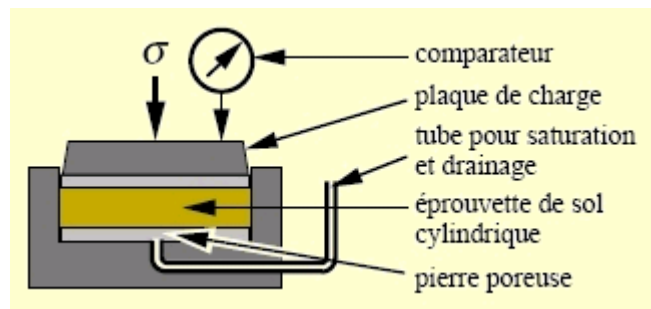


Figure 2-7 : Principe de l'essai œdométrique

La compressibilité de l'argile a été étudiée à partir des essais œdométriques effectués en laboratoire pour des contraintes supérieures à 3000 kPa. A haute pression, le sol est soumis à une contrainte maximale de 22000 kPa. Josseume a montré que les valeurs représentatives des paramètres de compressibilité (C_c et C_s) d'une argile raide ne peuvent être obtenues qu'à partir des essais à haute pression ([Josseume *et al.*, 1991], [Josseume, 1998]). A titre d'exemple, nous donnons les résultats obtenus pour une argile de Flandres dans le Tableau 2-2.

γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_p (kPa)	C_c	C_s
15.4	30.5	3400	0.34	0.12
16	26.2	3400	0.29	0.10
15.8	27.6	2800	0.31	0.10

Tableau 2-2 : Paramètres de compressibilité de l'argile [Josseaume, 1998].

2.3.1.5. L'essai triaxial

En se basant sur l'hypothèse de [Bishop, 1959], la contrainte totale appliquée à un sol tri-phasique peut se mettre sous la forme :

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij}) + \chi(u_a \cdot \delta_{ij} - u_w \cdot \delta_{ij}) \quad (2-12)$$

avec :

σ'_{ij} est le tenseur des contraintes effectives,

σ_{ij} est le tenseur des contraintes totales,

u_a est la pression d'air,

u_w est la pression d'eau,

δ_{ij} est le symbole de Kronecker,

χ est le coefficient de saturation.

Si le coefficient de saturation est égal à 1, nous retrouvons la formulation de Terzaghi sous la forme :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (2-13)$$

Cette relation admise et vérifiée pour les sols saturés a été étendue aux sols quasi-saturés pour autant que l'on tienne compte que $u_w < 0$. Pour les sols non saturés, Bishop et ses collaborateurs ont été les premiers, dans les années 60, à montrer expérimentalement que le comportement d'un sol partiellement saturé n'était pas modifié si, quelles que soient les variations du tenseur des contraintes externes, σ , de la pression interstitielle de l'air, u_a , et de celle de l'eau u_w , les grandeurs $(\sigma - u_w)$ et $(u_a - u_w)$ étaient maintenues constantes.

Dans ces conditions, un premier critère, prenant en compte la succion et exprimé en contraintes totales peut être proposé sous la forme ci-dessous en référence à Mohr-Coulomb :

$$\tau = C_{app} + \sigma \tan \phi_{app} \quad (2-14)$$

σ et τ sont des contraintes totales.

C_{app} et ϕ_{app} sont la cohésion apparente et l'angle de frottement apparent.

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons aux essais triaxiaux non consolidés – non drainés sur sol non saturé. Cet essai ne permet aucun drainage au cours de la manipulation. L'état du sol est tri-phasique. C'est l'eau interstitielle qui va équilibrer en partie les contraintes appliquées. La résistance au cisaillement ne dépend pas uniquement de la contrainte normale. Cependant, la présence de l'air compressible dans l'échantillon a montré que les cercles de rupture n'ont pas tous le même diamètre. En effet, le sol se consolide au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte normale. Cet essai non standard a été utilisé pour reproduire les conditions in-situ de l'argile étudiée. Les résultats obtenus seront détaillés dans les chapitres suivants.

2.3.2. Comportement hydraulique

Dans un système de stockage des déchets, les barrières étanches sont généralement conçues sous forme de multicouches (drain, argile, géo-membrane...) où la couche argileuse assure l'étanchéité passive de l'ouvrage. Cette même couche d'argile est construite par la superposition de plusieurs couches d'argile compactées à l'optimum Proctor. Toutefois, des études récentes ont montré que la perméabilité de ces barrières *in situ* est souvent plus importante que celle obtenue au laboratoire. Les sols compactés utilisés pour la construction des barrières étanches sont très souvent du type argileux. Ces matériaux peuvent manifester un gonflement pendant leur saturation. La connaissance de la conductivité du sol en fonction de la teneur en eau w et de sa courbe de rétention est indispensable pour résoudre les équations de transfert dans les milieux non saturés. Les mesures du coefficient de transfert en milieu non saturé posent de nombreux problèmes. De plus, ces relations sont hystérétiques et dépendent des différents chemins de drainage et d'humidification mais aussi de l'histoire des contraintes subies par le sol. La quantité de données nécessaires pour représenter correctement les propriétés hydrauliques est considérable, de sorte que les données expérimentales généralement peu nombreuses ne peuvent pas représenter les relations complètes décrivant les propriétés hydrauliques dans l'intervalle de la teneur en eau concernée [Tisot *et al.*, 2007].

D'une façon simple, le comportement hydraulique est décrit par l'écoulement de l'eau dans le sol. Supposons que l'eau dans le sol est un fluide Newtonien dans un milieu poreux saturé [Buzzi, 2004]. Darcy a déterminé expérimentalement une relation linéaire entre le débit et la perte de charge, comme suit :

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{1}{k} \cdot \frac{Q}{S} \quad (2-14)$$

Où l'on a :

- ΔH : différence de charge hydraulique entre deux points de l'écoulement,
- Q : débit,

- S : section droite de l'écoulement,
- L : longueur considérée pour l'écoulement,
- K : coefficient de perméabilité dépendant du milieu poreux et du fluide.

Cette équation peut également s'écrire de façon vectorielle ou tensorielle à 2 ou 3 dimensions correspondant à la loi de Darcy sous sa forme la plus connue :

$$\underline{v} = -\underline{k} \cdot \underline{i} \quad (2-15)$$

où

- \underline{v} est la vitesse débitante du fluide calculée sur la section droite de l'écoulement, exprimée en m/s,
- \underline{k} est le tenseur de conductivité ou de perméabilité hydraulique, caractérisé dans le cas isotrope par le coefficient de perméabilité exprimé en m/s,
- \underline{i} est le vecteur gradient hydraulique (sans dimension).

Le coefficient k dépend du milieu poreux et du fluide. Il est d'usage de définir la perméabilité intrinsèque qui ne dépend que du milieu poreux. Son expression est la suivante :

$$K = k \cdot \frac{\mu}{\gamma_w} \quad (2-16)$$

avec :

- μ est la viscosité dynamique de l'eau exprimée en [Pa.s]
- γ_w est le poids volumique de l'eau exprimé en [N/m³]

Darcy a mis en évidence par son expérience puis par l'écriture de la loi que c'est la différence de charge hydraulique qui est le moteur de l'écoulement. Si ΔH est nul, alors, l'écoulement n'a pas lieu. Coussy et Fleureau proposent une écriture tensorielle plus complète de la loi de Darcy dans leur ouvrage [Coussy et Fleureau, 2002].

La loi de Darcy est une loi classique très utilisée en géotechnique. Généralement, en mécanique des sols, les conditions de vitesse d'écoulement assurant la validité de la loi sont respectées. Il n'en va pas forcément de même avec les interfaces ou les discontinuités dans lesquelles se localisent les écoulements. On utilise la loi de Darcy pour quantifier la capacité des interfaces étudiées à laisser passer un fluide soumis à un gradient hydraulique et nous verrons que dans notre cas, que la notion de perméabilité n'est pas suffisante pour exprimer tous les résultats.

Un des éléments les plus importants à respecter pour les barrières étanches et les systèmes de couverture de CSD est une faible perméabilité de l'argile. Les couches doivent avoir, en général à la construction et en service, une conductivité hydraulique ne dépassant

pas 1×10^{-9} m/s ce qui est raisonnable aux regards des résultats expérimentaux à l'infiltromètre de Daniel, [Daniel, 1989].

2.3.3. Le rôle de la teneur en eau

Le milieu saturé est une représentation simplifiée du sol qui ne correspond pas à la majorité des situations. En effet, dans la majorité des cas, il y a coexistence des trois phases.

La mécanique des sols non saturés s'est beaucoup développée depuis ces dernières années. En particulier sous l'impulsion des travaux de [Alonso *et al.*, 1990] sur la définition de lois de comportement. Ces lois de comportement ont la particularité de considérer les contraintes totales plutôt que les contraintes effectives comme en mécanique des sols saturés. C'est dans ce sens que nous présentons nos résultats dans le chapitre suivant.

Selon la force des liens unissant des feuillets d'argiles du point de vue microscopique, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. On a vu, avec la classification des argiles, que chez certaines argiles (kaolinites, illites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes. En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre les feuillets fait que chaque espace inter feuillet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial, bien sur, et des contraintes appliquées, néanmoins la prise d'eau peut être telle que le matériau voit son volume multiplié par vingt.

Ainsi, dans certaines argiles, l'eau peut littéralement s'engouffrer dans l'espace inter feuillet. Les feuillets s'écartent, et la liaison entre deux feuillets parallèles doit alors être assurée différemment, par exemple grâce à des liens transverses. Il en résulte une réorganisation complète de la matrice solide [Tessier, 1994].

La connaissance de la teneur en eau (NF P 94-050) et de sa variation constitue déjà un indicateur permettant de donner de manière simple la tendance de l'évolution et des phénomènes associés.

Dans un sol saturé, l'indice des vides est proportionnel à la teneur en eau. Dans ce cas, l'amplitude des variations de volume peut être déduite directement des variations de teneur en eau. Lorsque la teneur en eau du sol saturé décroît comme dans l'essai de dessiccation (XP P 94-060-1 et XP P 94-060-2), le sol se déforme en restant saturé jusqu'à un seuil de début de désaturation (entrée d'air). Dans cet intervalle, la variation de volume est proportionnelle à la quantité d'eau extraite du sol. Si la teneur en eau continue à décroître, la diminution du volume ou retrait se poursuit avec une amplitude qui devient de plus en plus faible et n'est plus proportionnelle à la variation de la teneur en eau [Bigot et Zerhouni, 2000].

Dans les sols non saturés, tout départ partiel d'eau conduisant à une diminution de la teneur en eau se traduit par une augmentation de la succion. Si l'on se réfère à la pression atmosphérique, cette augmentation de succion est équivalente à une diminution de la pression interstitielle et, par conséquence, à une augmentation de la contrainte effective avec les mêmes effets sur les variations de volume que précédemment. Tant que le sol reste saturé, cette diminution de volume équivaut sensiblement au volume d'eau extrait.

Une augmentation de succion du sol peut être provoquée par tous les phénomènes conduisant à une diminution de la teneur en eau du sol, telle une dessiccation.

La relation entre la compaction et la teneur en eau du sol est donc importante. Chapuis a montré que le compactage doit se faire en trois couches. L'argile est compactée à une teneur en eau de 20% à 25% (au dessus de la limite de plasticité L_P à 20%) correspondant à un degré de saturation de 85% à 98%. Ces conditions correspondent à un coefficient de perméabilité d'au moins 10^{-9} m/s [Chapuis, 2002].

Benson et Boutwell ont montré que le couple $(w-\gamma_d)$ était très important pour les couvertures des centres de stockage des déchets [Benson et Boutwell, 1992]. Les couches d'argiles sont performantes si les mises en œuvre se trouvent au-dessus de l'optimum. Boutonnier [Boutonnier, 2007], de la même façon, a montré que pour des remblais sensibles, la zone de transition entre l'état insaturé et l'état saturé était le lieu privilégié de mises en œuvre pratiques (Figure 2-8).

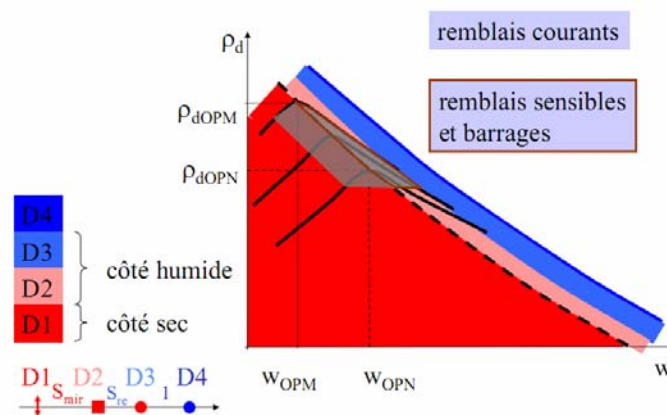


Figure 2-8 : Courbes Proctor avec différentes énergies de compactage [Boutonnier, 2007]

2.4. Conclusion

Un certain nombre de concepts de la mécanique des sols non saturés ont été développés pour permettre une meilleure compréhension des phénomènes intervenants dans le comportement des sols compactés, et donc, des ouvrages en argile compactée. La microstructure de l'argile est abordée. Les réponses en compression des sols fins compactés sous diverses conditions sont décrites. Les paramètres importants pris en compte sont la masse volumique sèche ou humide ou le poids volumique sec ou humide, la teneur en eau de l'argile et l'énergie de compactage. Les caractéristiques mécaniques de l'argile utilisée étant fonction des paramètres physiques précédemment définis, elles seront discutées explicitement dans le chapitre suivant.

Chapitre 3. Résultats expérimentaux

3.1. Introduction

Ce chapitre s'attache à présenter des résultats expérimentaux sur le comportement mécanique de l'argile de l'Aptien utilisée pour les couvertures des installations de stockage de déchets (ISD) très faiblement radioactifs. Le problème lié à leur utilisation est relatif à la sécurité et à la stabilité des couvertures argileuses. En effet, les couches d'argile étanches qui composent ces couvertures peuvent subir, à la mise en œuvre et en service, un certain nombre de sollicitations mécaniques qu'elles doivent supporter sans que soient altérées leurs propriétés d'étanchéité. Une campagne expérimentale a été réalisée en laboratoire, en adoptant les conditions de mise en œuvre réelle du site, afin d'obtenir les caractéristiques physiques et mécaniques du sol testé.

3.2. Caractéristiques physiques du sol testé

3.2.1. La minéralogie

Les essais de reconnaissance ont permis de définir la composition minéralogique de l'argile de l'Aptien provenant du site TFA. Camp [Camp, 2008] a montré dans sa thèse que cette minéralogie, pour différentes campagnes d'essais, se présente sous la forme suivante :

Composants	Avant 1990	2001	2002
Kaolinite	31%	50%	45 à 57%
Illite	25%	43%	36 à 48%
Smectite	22%		
Chlorite	5%	7%	5 à 10%
Glauconie	8%		
CaCO ₃		0,8% à 3,4%	1 à 3,5%

Tableau 3-1 : Composition minéralogique de l'argile de l'Aptien

Les études de [Saadi, 2003] ont montré que parmi les trois grandes familles d'argile (Figure 3-1) (Kaolinite, Illite, Smectite), la Smectite présente une capacité d'échange cationique élevée, qui lui confère des caractéristiques de gonflement importantes. Alors que, pour les deux autres types, leur morphologie ionique est très faiblement échangeable.

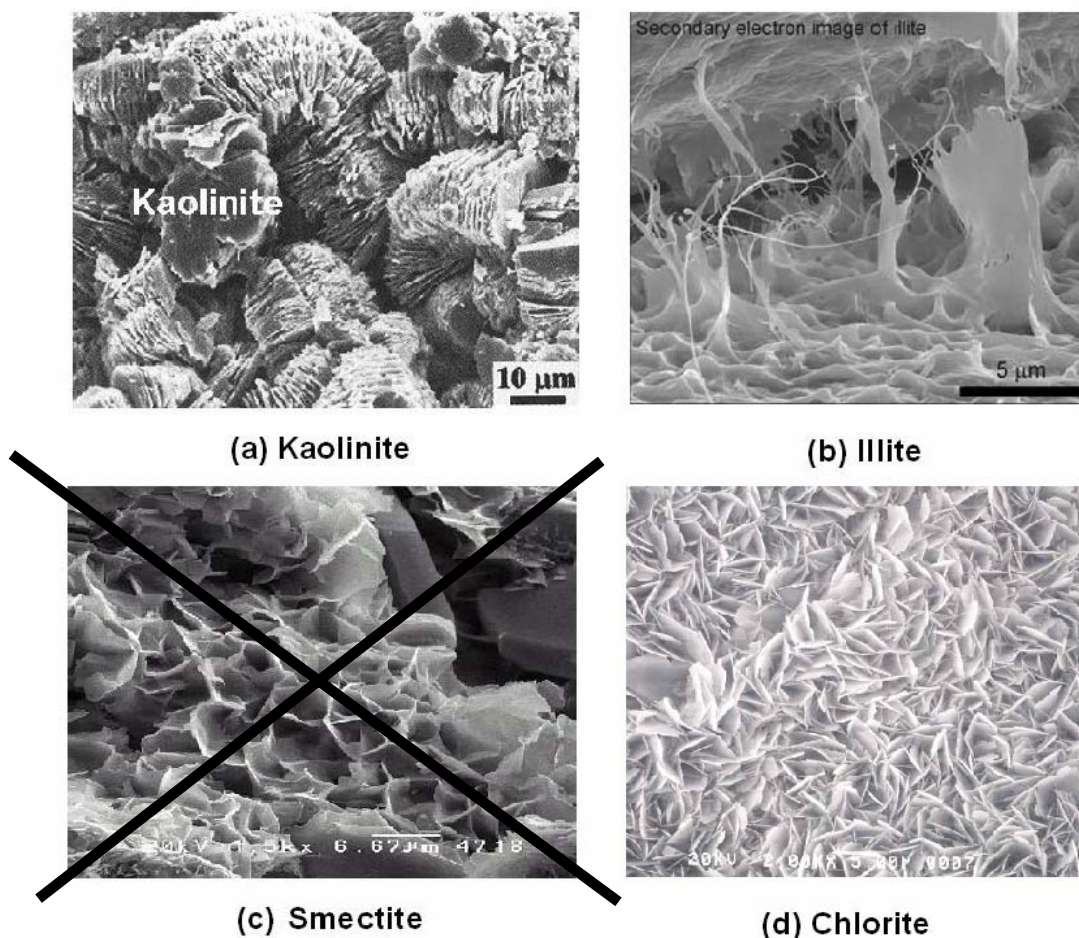


Figure 3-1 : Photos au microscope électronique à balayage des différentes familles d'argile constituant l'argile de l'Aptien (Kaolinite 49%, Illite 42%, Smectite 0%, Chlorite 7%)

⇒ *Compte tenu de la composition de l'argile de l'Aptien, composée majoritairement de Kaolinite et d'Illite, l'argile utilisée dans cette étude a de faibles propriétés d'hydratation, donc de gonflement.*

3.2.2. La classification

En France, les sols sont classés selon la Norme française (NF P 11-300, 1992) issue du guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92). Selon cette classification, les sols sont répartis en 4 classes :

- classe A : sols fins,
- classe B : sols sableux et graveleux avec fines,
- classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,
- classe D : sols insensibles à l'eau.

L'argile de l'Aptien a été caractérisée par différentes études expérimentales en laboratoire. Ce sont des essais d'identification physiques et mécaniques qui permettent de classer cette argile.

3.2.2.1. La granulométrie

La granulométrie de l'argile de l'Aptien a été déterminée par analyse granulométrique (tamisage) et sédimentométrique (NF P 94-056, 1996). Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure 3-2 :

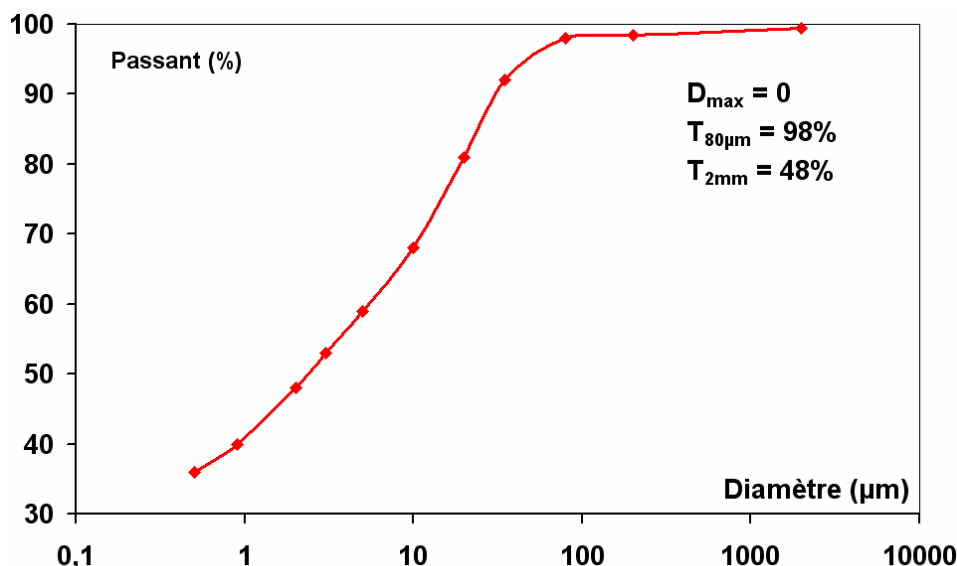


Figure 3-2 : Courbe granulométrique de l'argile de l'Aptien

La courbe granulométrique donne le pourcentage cumulé des particules dont le diamètre est inférieur à 80 µm (égal à 98%). De même, le pourcentage cumulé des particules dont le diamètre est inférieur à 2 µm est de 48%. On en déduit que le matériau étudié est classé dans la classe A dite des sols fins.

3.2.2.2. L'argilosité

Les limites d'Atterberg de l'argile de l'Aptien (Indice de plasticité I_p , limites de plasticité w_p et de liquidité w_L) sont déterminées en suivant la norme NF P 94-051 et 052. Ces valeurs fournies par l'ANDRA en 2006 [ANDRA, 2006] sont répertoriées dans le Tableau 3-2 :

	1985 – 1987	2000 – 2001	2006
w_p	22%	22%	22%
w_L	43%	46%	44%
I_p	21%	24%	22%

Tableau 3-2 : Limites d'Atterberg de l'argile de l'Aptien

En reportant les valeurs des limites d'Atterberg de l'argile de l'Aptien sur le diagramme de Casagrande (Figure 3-3), on constate que l'argile étudiée se trouve dans une zone moyennement plastique. Afin de mesurer l'indice portant immédiat (IPI) de l'argile de l'Aptien, une campagne d'essais a été réalisée sur des éprouvettes compactées de type Proctor

à plusieurs teneurs en eau et pour une énergie équivalente de compactage de 100%. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-3 :

w (%)	γ_d (kN/m ³)	IPI
11.54	16.32	12.76
15.5	17.19	8.07
16.84	17.21	6.96
20.23	16.34	2.16

Tableau 3-3 : Résultats de l'IPI

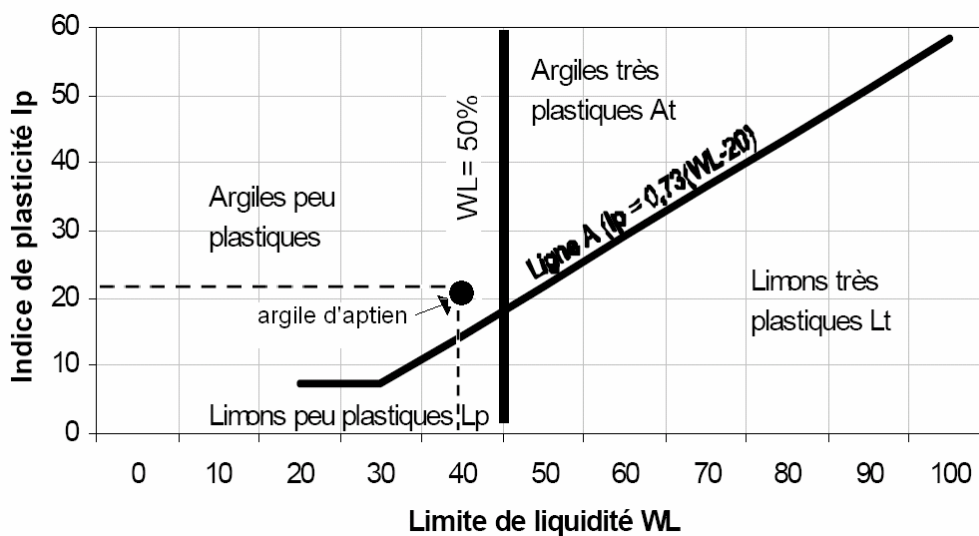


Figure 3-3 : Diagramme de Casagrande, plasticité de l'argile de l'Aptien

3.2.2.3. L'état hydrique

D'autres études expérimentales effectuées au laboratoire dans le cadre de ce travail de thèse ont permis de déterminer la teneur en eau naturelle et le poids volumique de cette argile. La teneur en eau se trouve entre 12 % et 20 %. Le poids volumique humide est compris entre 21 kN/m³ et 22 kN/m³. Le poids volumique des particules solides sèches de l'argile de l'Aptien n'a pas été mesuré. La valeur sera prise de façon arbitraire égale à 26,5 kN/m³.

En fonction de la granulométrie, de l'indice de plasticité et de l'IPI du matériau étudié, l'argile de l'Aptien est classée en catégorie A2 (voir Tableau 3-4) :

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ^(*) ou I _p ≤ 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, siltis alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI ^(*) ≤ 3 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	A ₁ th	
				3 < IPI ^(*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	A ₁ h	
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₁ m	
				0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₁ s A ₁ ts	
		12 < I _p ≤ 25 ^(*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ^(*) ≤ 2 ou I _c ^(*) ≤ 0,9 ou W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₂ th	
				2 < IPI ^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ^(*) < 1,05 ou 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₂ h	
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₂ m	
				1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₂ s A ₂ ts	
		25 < I _p ≤ 40 ^(*) ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marnées, limons très plastiques...	IPI ^(*) ≤ 1 ou I _c ^(*) ≤ 0,8 ou W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₃ th	
				1 < IPI ^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ^(*) < 1 ou 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₃ h	
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₃ m	
				1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ s A ₃ ts	
		I _p > 40 ^(*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marnées, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		A ₄ th A ₄ h A ₄ m A ₄ s

Tableau 3-4 : Classifications de sols fins selon NF P 11 – 300, 1992

Par ailleurs, les paramètres de nature et d'état de cette argile montrent qu'elle est dans un état naturel humide et qu'elle présente une faible portance (voir Figure 3-4).

⇒ Elle sera donc difficile à mettre en œuvre.

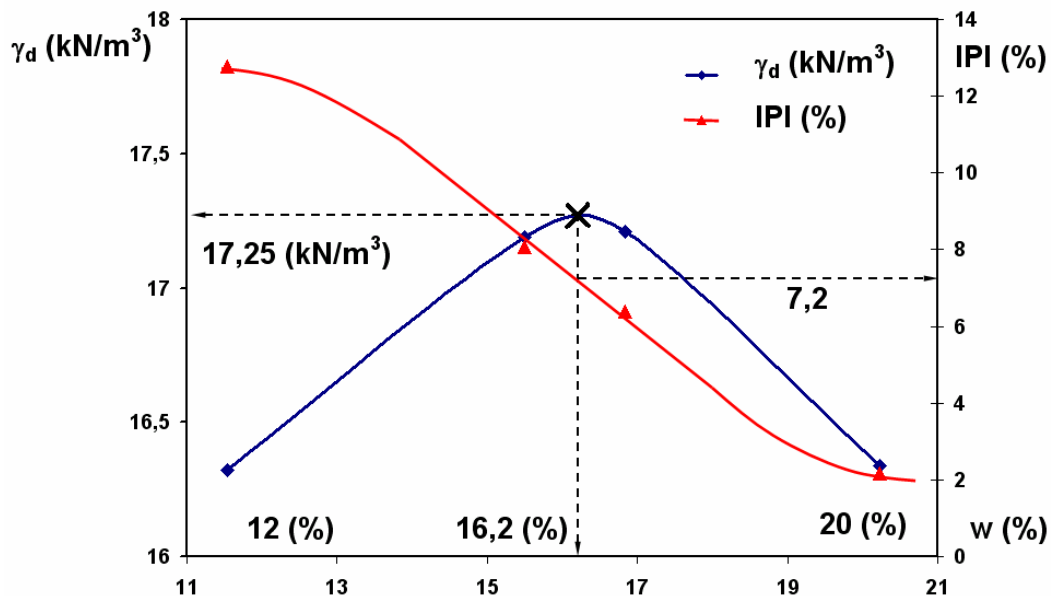


Figure 3-4 : Evolution de l'IPI fonction de la teneur en eau

D'autres résultats obtenus sur des échantillons différents ont montré que cette argile est relativement homogène au niveau de sa plasticité et de sa teneur en eau. Les études de caractérisation mécanique réalisées par la suite seront bien effectuées sur un même matériau.

3.3. Etude du compactage

3.3.1. Préparation des éprouvettes

L'argile utilisée pour cette campagne d'essais au laboratoire est de même nature que celle qui sera mise en œuvre pour les couvertures des ISD. Elle est apportée du site et, dans un premier temps, testée pour en déterminer sa teneur en eau naturelle. Une quantité importante de matériau a été mise à l'étuve à une température normalisée de 105° pendant 24h suivant la norme NF P 94 – 061 – 2. Cette condition de température et de temps de séchage a pour objectif de faire sortir et d'évacuer la phase liquide de l'argile. La teneur en eau sera calculée par la formule :

$$w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \text{ (\%)} \quad (3-1)$$

Les conditions hydriques de mise en œuvre de l'argile sur site sont recommandées à une teneur en eau importante avec une valeur de w variant entre $w_{\text{opn}} + 2\%$ et $w_{\text{opn}} + 4\%$ [ADEME et BRGM, 1999]. L'argile ne pouvant se compacter convenablement qu'en phase humide une phase d'humidification du matériau est donc obligatoire. Afin de simuler cette humidification, au laboratoire, et avant de faire des essais de compactage, l'argile sera premièrement remaniée et tamisée pour obtenir un matériau dit homogène. L'argile a été tamisée avec un tamis de 4 mm, puis introduite dans un malaxeur pour une bonne homogénéisation à la teneur en eau donnée.



Figure 3-5 : Préparation de l'argile avant le compactage

Suite à cette opération, l'argile a été emballée dans des films plastiques afin de conserver son humidité avant le compactage.

3.3.2. Etude du compactage

Le compactage sera produit soit par une action statique, soit par une action dynamique, soit par une combinaison des deux. L'action du poids statique peut être transmise au matériau par un effort vertical, par un pétrissage ou par un poinçonnement. L'action dynamique peut être transmise au matériau par vibrations ou par l'effet de chocs (Figure 3-7). La comparaison du mode de compactage a été abordée par Madjoudj [Madjoudj, 2001]. Ses

études montrent que pour bien reproduire des conditions de compactage d'une couche d'argile étanche, le choix du compactage dynamique de type Proctor ou du compactage statique par presse manuelle est recommandé.

Dans le cadre de ce travail, l'argile de l'Aptien a été compactée en suivant la norme NF P 94 – 093 dite détermination des références de compactage d'un matériau – Essai Proctor. Un compactage normal dynamique a été réalisé avec une énergie équivalente de compactage de 100%.

Un moule C.B.R est utilisé, de taille cylindrique de 152 mm de hauteur et de 152 mm de diamètre. Une quantité de 15 kg a été préparée pour cet essai. Le compactage dynamique de type Proctor sera réalisé en trois couches. Chaque couche sera damée par la chute verticale d'une masse de 2,49 kg depuis une hauteur normalisée de 305 mm (le diamètre de la dame est de 50 mm). A l'aide de la machine de compactage automatique, une campagne d'essais de compactage dynamique a été réalisée au sein des laboratoires de géotechnique d'Egis – Géotechnique et de l'IUT 1 de Grenoble.



(a) Proctor manuel



(b) Proctor automatique

Figure 3-6 : Matériels d'essai de compactage dynamique de type Proctor

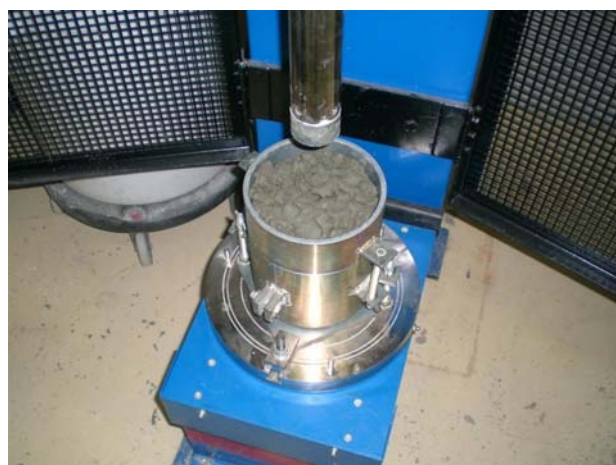


Figure 3-7 : Essai de compactage dynamique automatique de type Proctor sur l'argile

Les caractéristiques (w , γ_d) des échantillons argileux permettent de tracer la courbe Proctor qui est présentée dans la Figure 3-8. La courbe de saturation a été également représentée pour une énergie équivalente de compactage de $e_c = 100\%$.

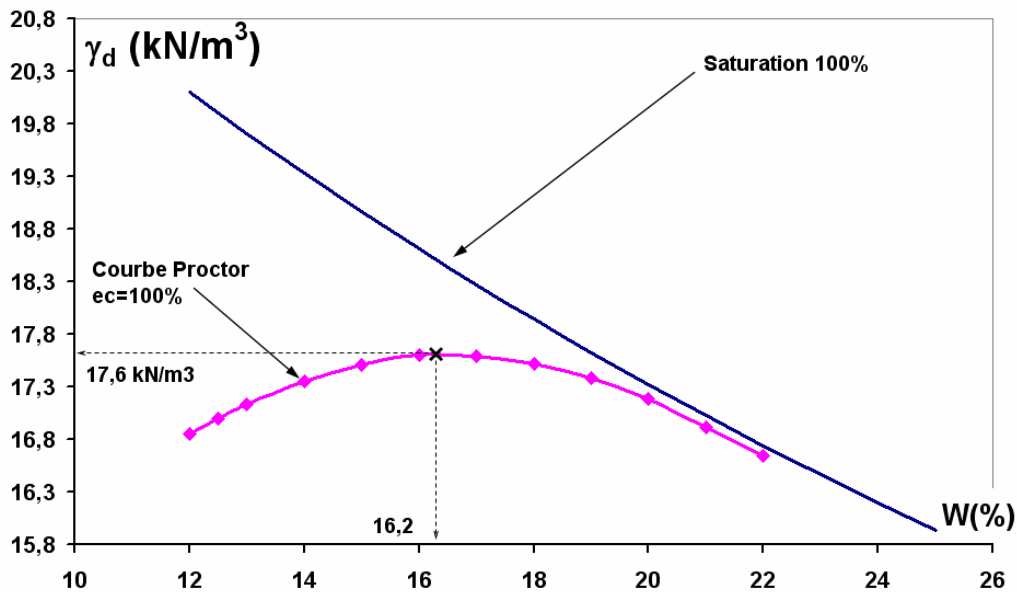


Figure 3-8 : Courbe Proctor de l'argile de l'Aptien ($e_c = 100\%$)

La Figure 3-8 permet de déterminer les valeurs optimales pour l'argile testée. A une teneur en eau optimale de 16,2 %, le poids volumique sec de l'argile atteint 17,6 kN/m³. Ces valeurs sont comparable à celles des études de compactage réalisées par Camp [Camp, 2008] avec $w_{opt} = 16,1 \%$ et $\gamma_d = 17,25 \text{ kN/m}^3$. Pour mettre en œuvre l'argile de l'Aptien en couverture d'installation de stockage de déchets, des conditions de compactage sont recommandées à $w_{opt} + 2 \%$ et $\gamma_d > 95\% \gamma_{d\ opt}$, soit l'équivalent d'une teneur en eau w de 18,2% et d'un γ_d de 16,72 kN/m³ [ADEME et BRGM, 1999] et [ANDRA, 2006].

L'argile de l'Aptien a été compactée avec différentes énergies équivalentes de compactage (80% ; 90% ; 100% ; 140%). Les résultats des optimums de compactage sont présentés [Camp, 2008] dans le Tableau 3-5 :

	$\gamma_{d\ opt}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)
$e_c = 80 \%$	16.90	16.26
$e_c = 90 \%$	17.00	16.23
$e_c = 100 \%$	17.25	16.10
$e_c = 140 \%$	18.00	15.70

Tableau 3-5 : Récapitulatif des caractéristiques (w_{opt} , $\gamma_{d\ opt}$) pour différentes e_c

Les résultats montrent que, la teneur en eau optimale augmente lorsque l'énergie de compactage diminue, alors que, au contraire, le poids volumique sec à l'optimum augmente.

La courbe reliant les valeurs optimales pour différentes énergies de compactage s'appelle la ligne optimale de compactage (LOC). Dans la littérature géotechnique, de nombreux auteurs ont montré qu'il existait une fonction mathématique permettant de définir la ligne optimale de compactage. On peut citer ici [Carbot et Bihan, 1993], [Blotz *et al.*, 1998], [Fleureau *et al.*, 2002]. Sivrikaya [Sivrikaya, 2008] propose une relation linéaire du poids volumique sec optimal en fonction de la teneur en eau optimale sous la forme de l'équation (3-2). Cette relation nous permet de tracer la ligne optimale de compactage (de Sivrikaya) présentée dans la Figure 3-9.

$$\gamma_{d \text{ opt}} = 21.97 - 0.27w_{\text{opt}} \quad (3-2)$$

[Carbot et Bihan, 1993] ont montré que pour obtenir une texture argileuse homogène à une énergie de compactage donnée, le compactage doit se trouver sur ou au de-là de la LOC. Dans ces conditions, l'assemblage solide-eau-air se réarrange en s'humidifiant jusqu'à atteindre un état optimal correspondant à une porosité minimale, et expérimentalement correspondant à un degré de saturation supérieur à 90 % [Fredlund et Morgenstern, 1997].

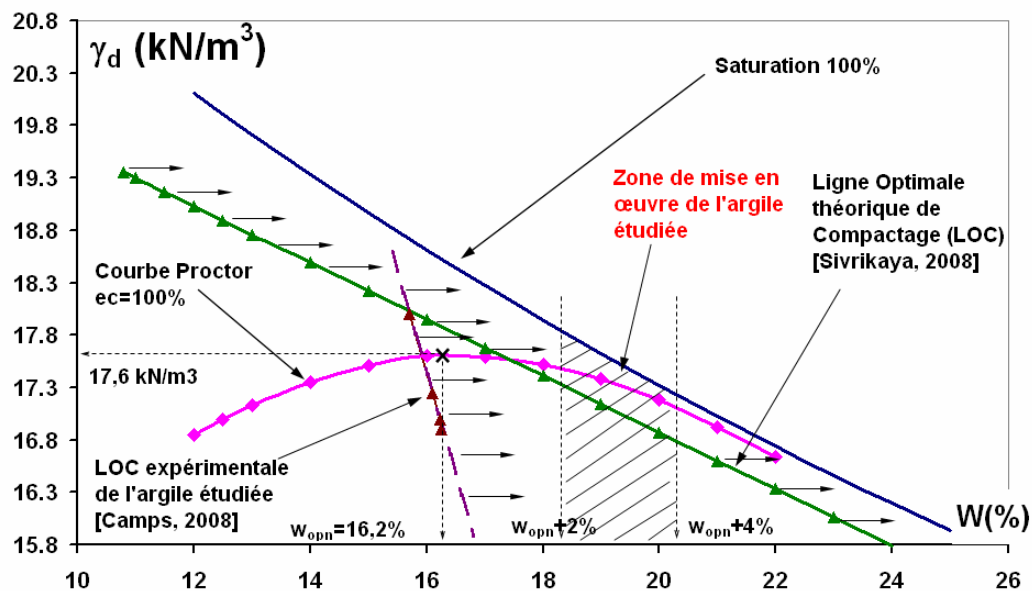


Figure 3-9 : Analyse des résultats du compactage de l'argile de l'Aptien

En associant à la courbe de saturation de l'argile, la courbe Proctor à 100% d'énergie équivalente de compactage et la LOC, on peut en déduire la zone acceptable de mise en œuvre de l'argile de l'Aptien pour les couvertures d'ISD.

⇒ *L'argile sera donc compactée du côté humide de la courbe Proctor et ce quelle que soit l'énergie de compactage (zone hachurée dans la Figure 3-9). Cette condition est raisonnable par rapport à l'état hydrique de mise en œuvre de l'argile sur le site.*

3.4. Caractéristiques mécaniques

3.4.1. Essai de compression simple

3.4.1.1. Procédure

L'objectif de cet essai est de déterminer la résistance à la compression de l'argile étudiée. Il s'agit d'écraser un échantillon argileux sous un effort uniaxial. Il est proposé de réaliser une campagne d'essais de compression simple au laboratoire sur l'argile de l'Aptien compactée de façon dynamique.

Des échantillons avec une teneur en eau donnée sont préparés. L'argile n'est donc pas à la saturation. Pour reproduire les conditions de mise en œuvre, conformément aux directives françaises [ADEME et BRGM, 1999], le sol est préparé avec une valeur de teneur en eau située entre w_{opt} et $w_{opt} + 4\%$. La majorité des échantillons est réalisée avec une teneur en eau moyenne de 18 % pour une argile qui présente un $w_{opt} = 16.2\%$ et un $\gamma_d = 17,6 \text{ kN/m}^3$. Le sol est compacté comme précédemment avec une énergie équivalente de compactage de 100%.

Des éprouvettes d'argile ont été carottées dans un moule CBR. Elles ont les dimensions d'un cylindre de hauteur H_0 (70 mm) et de diamètre ϕ ($H_0/2 = 35 \text{ mm}$) avec un élancement égal à 2. La compacité et la teneur en eau de l'argile ont une forte influence sur les propriétés mécaniques. C'est la raison pour laquelle des mesures de la teneur en eau sont effectuées systématiquement avant et après les essais. Les essais sont réalisés sur une presse verticale dont le déplacement du plateau inférieur est imposé avec une vitesse de déplacement constante égale à 0.05 mm/s. Cette vitesse a été choisie suffisamment faible pour que l'échantillon soit écrasé de façon quasi statique et que les fissurations puissent être localisées aisément.



Figure 3-10 : Le moule CBR et l'échantillon testé ($\phi = 35 \text{ mm}$, $H = 70 \text{ mm}$)

L'effort de compression résultant a été mesuré et sa valeur maximale (F_{max}) notée. Le comportement mécanique de l'argile à la compression simple sera identifié par :

- la résistance en compression simple définie par la contrainte maximale sous la forme :

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max}}{S_{max}} \quad (3-3)$$

avec F_{max} la force maximale appliquée sur l'échantillon et S_{max} la section correspondante. Le matériau étant particulièrement déformable au cours de l'essai, pour en tenir compte, nous avons modifié la section de la façon suivante :

$$S = S_0 \times k_2 \quad (3-4)$$

$$\text{avec } k_2 = \frac{(100 + \varepsilon_1 / 2)}{(100 - \varepsilon_1)} \quad (3-5)$$

où S est la section ajustée. S_0 est la section initiale de l'échantillon et k_2 est le coefficient d'ajustement qui dépende de la déformation axiale de l'échantillon ε_1 .

- la déformation correspondante à la contrainte maximale sera mise sous la forme :

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\Delta H_{\max}}{H_0} \quad (3-6)$$

avec ΔH_{\max} le raccourcissement correspondant.

- la rigidité apparente E_{app} est la pente de la partie linéaire de la courbe σ - ε . Cette valeur sera obtenue par une régression linéaire effectuée sur la partie la plus linéaire de la courbe contrainte/déformation.

Et enfin,

- la courbe de comportement mécanique dans le plan $\sigma = f(\varepsilon)$ exprimé en contrainte totale. Cette courbe est établie à partir des mesures de la force appliquée à l'échantillon et son déplacement correspondant, prises au cours de chaque essai.

Les résultats d'essais de compression simple (Figure 3-11 et Tableau 3-6) montrent que, du côté humide de la courbe Proctor, les contraintes maximales sont supérieures à 200 kPa montrant ainsi une forte résistance à la compression simple pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum ($w > 16,20\%$). Cette résistance diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Dans le tableau, ε_i représente la déformation à la première fissure et σ_{fin} la contrainte à la rupture de l'éprouvette. La déformation axiale à la première fissure, qui correspond à l'apparition de la surface de glissement, est comprise entre 11% et 13% pour des teneurs en eau supérieures à la valeur optimale ($w_{\text{opt}} = 16,20\%$). Il faut aussi remarquer que la déformation axiale à la première fissure (ε_i) dans l'essai de compression simple est plus petite que celle correspondant à la valeur maximale de la contrainte.

⇒ L'argile fissurée présente encore une certaine résistance mécanique mais devient plus perméable donc perd ses qualités d'étanchéités.

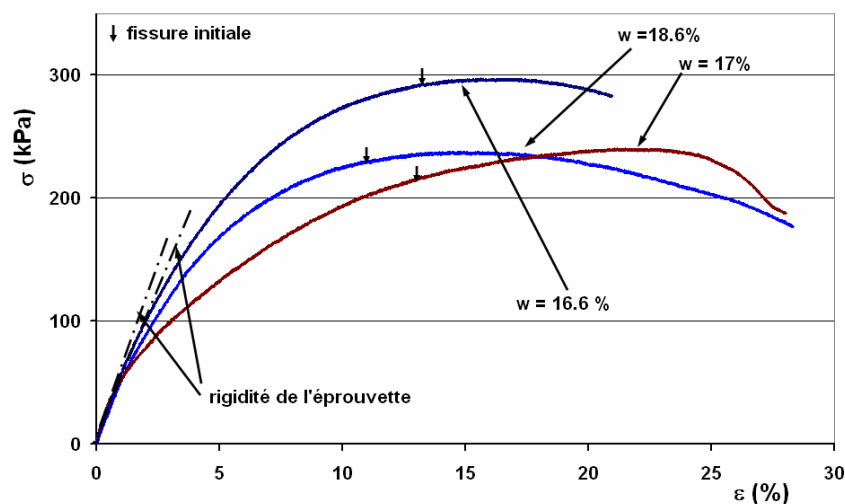


Figure 3-11 : Essais de compression simple

w (%)	16,60	17,00	18,60
E_{app} (MPa)	5,30	4,90	4,60
ϵ_i (%)	13,00	12,50	11,00
ϵ_{max} (%)	17,20	23,50	14,80
σ_{lmax} (kPa)	296	240	238
σ_{fin} (kPa)	280	189	178

Tableau 3-6 : Résultats expérimentaux en compression simple

La rigidité de l'argile est fonction de la teneur en eau. Elle a été définie à partir de la courbe contrainte/déformation et d'une régression linéaire déterminée sur la partie la plus linéaire de la courbe $\sigma = f(\epsilon)$ (Figure 3-11). Une loi de régression linéaire est considérée comme très bonne quand son coefficient de corrélation R est supérieur ou égal à 0.87 ($R^2 = 0.7569$). Dans le cadre de ce travail, nous ne validerons que les régressions qui satisfassent cette condition.

Ces résultats des essais de compression simple montre qu'avec une teneur en eau moyenne de 17,40 %, on a trouvé une valeur de 5 MPa pour le module d'Young apparent, ce qui est comparable aux résultats de la littérature [Camp *et al.*, 2005].

D'autres essais de compression simple ont été réalisés avec une teneur en eau plus importante (de valeur moyenne = 19,14 %). Les résultats sont présentés sur la Figure 3-12 :

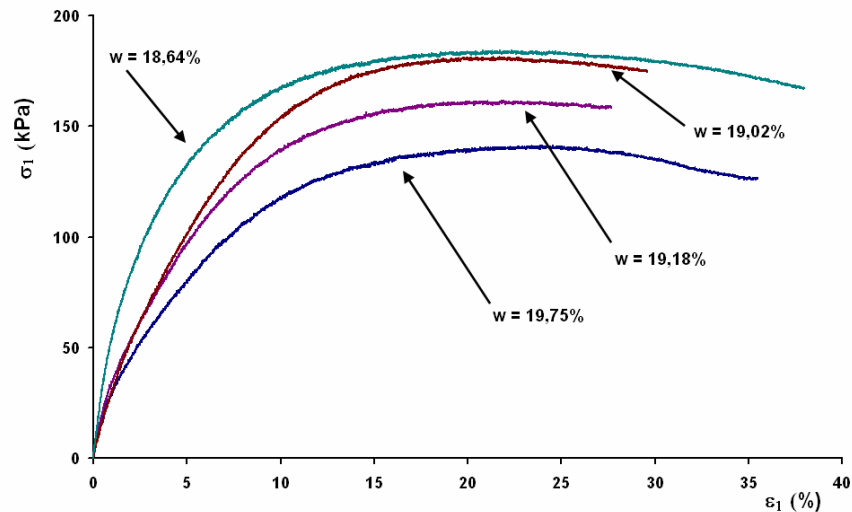


Figure 3-12 : Essais de compression simple

De la même façon, les résultats montrent que plus la teneur en eau augmente, moins l'argile devient résistante.

w (%)	18,64	19,02	19,18	19,75
E_{app} (MPa)	5,40	2,58	3,6	1,84
ϵ_{max} (%)	22,35	21,88	16,6	24,57
σ_{lmax} (kPa)	185	181	160	142
σ_{fin} (kPa)	182	180	159	140

Tableau 3-7 : Résultats de compression simple

Une synthèse des essais a été réalisée pour comprendre l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique à la compression simple de l'argile. Les résultats sur la contrainte maximale ont été exploités en fonction de la teneur en eau (Figure 3-13). L'évolution de la contrainte maximale semble suivre une loi linéaire de la forme :

$$\sigma_{max} = f(w) = -42.424 \times w + 980.41 \quad (3-7)$$

avec une corrélation de $R = 0.94$.

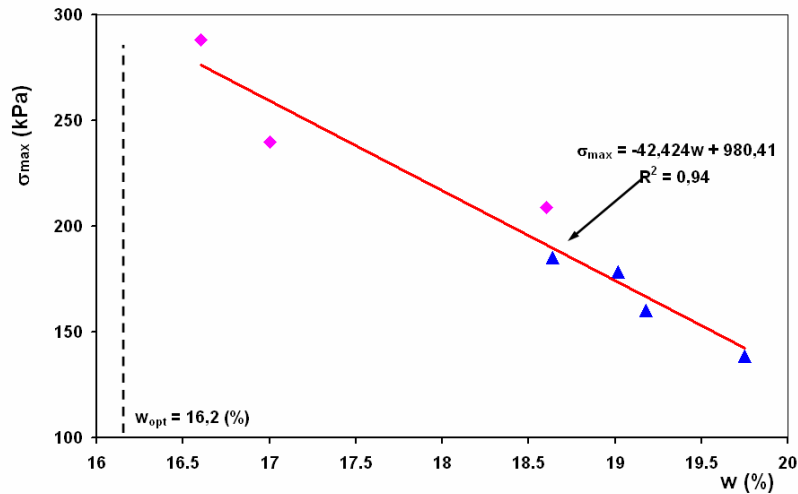


Figure 3-13 : Evolution de la contrainte maximale (kPa) en fonction de w (%)

De même pour l'évolution de la rigidité en fonction de la teneur en eau. L'évolution du module d'Young apparent semble être linéaire de la forme :

$$E_{app} = g(w) = -1.871 \times w + 38.752 \quad (3-8)$$

avec une corrélation $R = 0.96$.

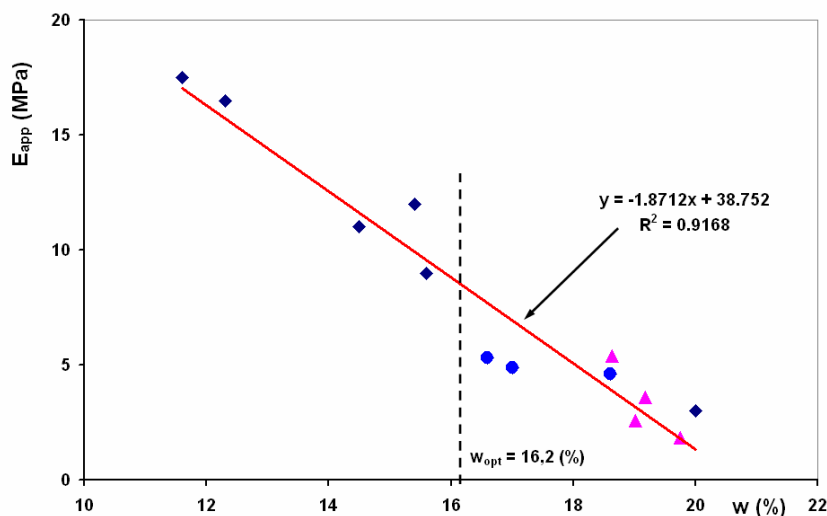


Figure 3-14 : Evolution de E_{app} (MPa) en fonction de w (%)

Concernant la fragilité, le matériau peut être décrit par l'indice de fragilité I_B (B pour brittle) qui peut être défini sous la forme suivante :

$$I_B = 1 - \frac{\sigma_{fin}}{\sigma_{max}} \quad (3-9)$$

avec σ_{fin} la contrainte résiduelle et σ_{max} la contrainte maximale supportée par l'échantillon.

L'indice de fragilité varie de 0 à 1. Une valeur de I_B égale à zéro représente un matériau parfaitement plastique. Alors que pour I_B égal à 1, le matériau devient parfaitement fragile. L'argile de l'Aptien a été testée avec des teneurs en eau plus grandes que la valeur optimale ($w > w_{opt} = 16.2\%$). Elle a donc un comportement plus plastique. Par conséquent, il est difficile de définir la contrainte de rupture σ_{fin} par des essais à vitesses de déformation imposées. Nous avons proposé de déterminer σ_{fin} pour une même valeur de la déformation ε égale à 25% où l'échantillon est considéré comme ruiné. Les résultats de I_B sont présentés dans le Tableau 3-8 :

w (%)	σ_{lmax} (kPa)	σ_{lfin} (kPa)	I_B
16,6	296	270	0,088
17	240	228	0,050
18,64	185	182	0,016
19,02	181	180	0,006
19,18	160	159	0,006
19,75	142	140	0,014

Tableau 3-8 : Résultats de l'indice de fragilité de l'argile d'Aptien

La Figure 3-15 représente l'évolution de l'indice de fragilité de l'argile étudiée en fonction de la teneur en eau.

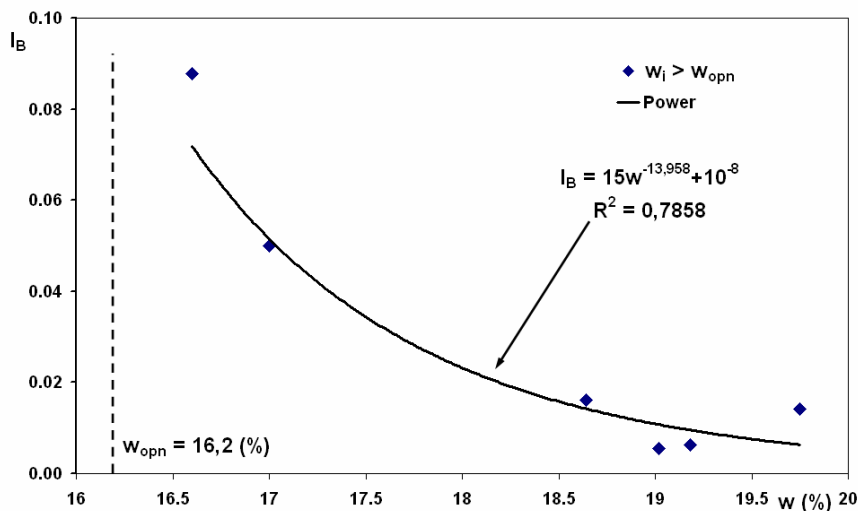


Figure 3-15 : Evolution de l'indice de fragilité en fonction de la teneur en eau

Les résultats montrent que l'argile sera plus fragile avec une teneur en eau plus faible. Quand la contrainte résiduelle (à la ruine) se rapproche de la contrainte de rupture, le matériau devient plus plastique. En revanche, quand ces deux valeurs s'écartent le matériau devient plus fragile. Dans son état d'humidité sur site, l'argile des ISD, a les caractéristiques d'un matériau à forte plasticité. Pour identifier la relation entre I_B et w , une régression a été choisie

de sorte quand la teneur en eau augmente I_B tend vers zéro (3-10). La corrélation trouvée donne un coefficient R de 0.8864 ($R^2 = 0.7858$) et peut se mettre sous la forme suivante (Figure 3-15) :

$$I_B = 10^{-8} + 15 \times w^{-13.958} \quad (3-10)$$

Camp [Camp, 2008] a réalisé des essais de compression simple sur les échantillons argileux moins humides et du côté sec de la courbe Proctor. Ses résultats sont rapportés dans le Tableau 3-9:

w (%)	σ_{1max} (kPa)	σ_{1fin} (kPa)	I_B	ε_{1fin} (%)
14.7	300	183	0,390	6
15.4	285	188	0,340	9

Tableau 3-9 : Résultats de compression simple sur l'argile sèche

Dans les mêmes conditions d'essai avec une teneur en eau faible, les résultats montrent que la contrainte de rupture (identifiable à σ_{1fin}) arrive avant que la déformation n'atteigne les 25% (Tableau 3-9). Cette remarque nous permet d'identifier un comportement fragile. Pour les deux essais du côté sec, la contrainte de rupture sera prise à la fin de la courbe correspondant à σ_{1fin} pour ε_{1fin} (Tableau 3-9). Dans ces conditions, nous pouvons calculer I_B et compléter la courbe de la Figure 3-16.

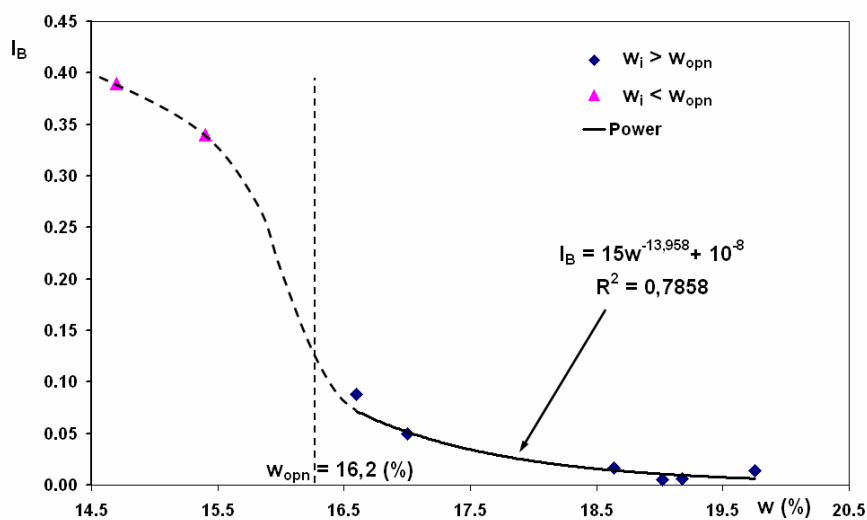


Figure 3-16 : Evolution de I_B – transition du comportement fragile/ductile – en fonction de la teneur en eau

Une évolution de I_B en fonction de la teneur en eau du côté sec a été supposée (Figure 3-16) pour que le comportement de l'argile devienne plus fragile quand le matériau est plus sec (I_B tend vers 1). Le raccordement de ces deux courbes permet d'identifier une zone de transition.

⇒ *En compression simple, la zone de transition fragile-ductile semble se trouver autour de l'optimum Proctor. L'évolution des contraintes maximales et des rigidités semble être linéaire en fonction de la teneur en eau.*

Dans la suite du manuscrit, comme depuis le début, nous adopterons la convention de signe de la mécanique des sols (compression > 0 et traction < 0).

3.4.2. Essai triaxial

3.4.2.1. Protocole expérimental

L'argile de l'Aptien a été testée dans des conditions de confinement avec des essais triaxiaux. Sur site, l'argile est mise en place en couverture par compactage par passes successives puis recouverte d'une couche drainante et de terre végétale. Ainsi elle est dans un état de confinement, parfois sous 1 à 10 m de sol (1 m = 20 kPa et 10 m = 200 kPa) (Figure 3-17). Dans ce cas là, des essais triaxiaux sont recommandés. De plus, sur site le sol est mis en œuvre du côté humide de la courbe Proctor, ce qui implique que l'argile se trouve dans un état non saturé ou proche de la saturation ($w = 20\%$, $\gamma_d = 16,9 \text{ kN/m}^3$, $e_c = 140\%$, saturation $\chi = 90\%$). A l'aide d'un appareil triaxial, une campagne d'essais a été effectuée au laboratoire pour caractériser le comportement confiné de l'argile.

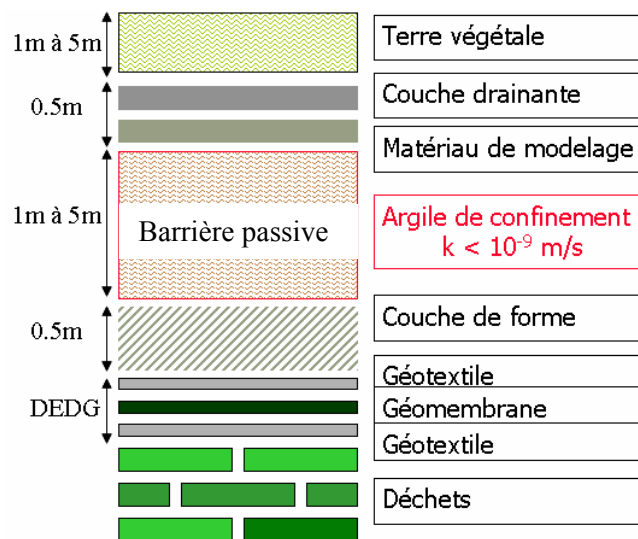


Figure 3-17 : Coupe de la couverture du CSD TFA

Les éprouvettes d'argile sont préparées à partir d'un moule CBR dans lequel le matériau a été compacté à la teneur en eau désirée. La taille des éprouvettes est de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur en rapport avec la taille de la cellule triaxiale. Les essais ont été réalisés avec un matériau non saturé, mais avec une teneur en eau proche de la teneur en eau de saturation. Ces essais ont principalement pour objectif de reproduire des conditions de mise en œuvre de l'argile sur site ($w > w_{\text{opt}}$). De plus, les essais triaxiaux ont été réalisés avec différentes contraintes de confinement ($P = 50, 100, 150$ ou 200 kPa) reproduisant les conditions de service de la couverture argileuse (argile sous 1 à 10 m de sol voir Figure 3-17). Tous les essais sont axisymétriques (Figure 3-18). L'échantillon est comprimé jusqu'à la ruine sous un déplacement du piston constant égal à $0,1 \text{ mm/min}$.



Figure 3-18 : Cellule triaxiale et échantillon testé

3.4.2.2. Analyse du comportement mécanique

Il faut préciser que les essais sont réalisés dans des conditions non drainées et non consolidées pour une argile non saturée. Pour une teneur en eau variant entre l'optimum Proctor (w_{opt}) et $w_{opt} + 4\%$, les essais sont considérés comme intermédiaire entre des essais non consolidés non drainés (de type U.U) et des essais consolidés non drainés (de type C.U). Comme l'argile n'est pas saturée, elle aura tendance à se consolider avec l'augmentation des pression de confinement. La conséquence immédiate est un frottement apparent macroscopique non nul. L'interprétation des résultats est réalisée en terme de contraintes totales [Bishop, 1959].

$$\sigma = \sigma' + u_a - \chi(u_a - u_w) \quad (3-11)$$

avec :

- σ' est la contrainte effective,
- u_a est la pression de l'air des pores,
- u_w est la pression de l'eau des pores,
- χ est le coefficient de saturation et S_r est le degré de la saturation ($\chi = 1$ signifie que $S_r = 100\%$)

Pour accéder aux contraintes effectives, il faut pouvoir estimer la pression interstitielle du matériau en fonction de sa teneur en eau. Les dispositifs expérimentaux utilisés ne nous ont pas permis de réaliser ces mesures. C'est la raison pour laquelle nous ne présenterons pas de courbes de succion de l'argile. Les résultats seront interprétés à l'échelle macroscopique sur chacun des échantillons. Comme une partie importante de l'étude porte sur la mise en œuvre du matériau, c'est l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau en fonction de sa teneur en eau qui sera particulièrement étudiée.

En raison de la géométrie, la déformabilité de la section cylindrique de l'échantillon a été prise en considération avec une correction au cours de l'essai selon :

$$S = S_0 \times k_2 \quad (3-12)$$

$$\text{et } k_2 = \frac{(100 + \varepsilon_1 / 2)}{(100 - \varepsilon_1)} \quad (3-13)$$

où S_0 est la section initiale de l'échantillon et ε_1 (%) est la déformation principale dans la direction axiale.

De plus, l'argile sera caractérisée par :

- une rigidité apparente sous confinement, représentée par E_{app} (MPa)
- une contrainte déviatorique maximale $\sigma_{max} = \sigma_{1max} - \sigma_3$, pour laquelle on a respectivement σ_{1max} et σ_3 comme étant la contrainte axiale maximale de rupture et la contrainte de confinement.

A partir des résultats expérimentaux il est facile de représenter les cercles de Mohr dans le plan (τ , σ). Ils permettent d'accéder à la courbe intrinsèque exprimée en contrainte totale dite droite de rupture de Mohr – Coulomb. L'interprétation de cette droite dans le plan (τ , σ) permet de déduire les caractéristiques macroscopiques apparentes du matériau (cohésion C_{app} exprimée en kPa et angle de frottement ϕ_{app} exprimé en degré). Pour tous les essais triaxiaux réalisés, on constate que l'apparition de la première fissure est superposée à la déformation maximale $\varepsilon_{max} = \varepsilon_1$ correspondant à la contrainte maximale (σ_{max}).

3.4.2.3. Résultats expérimentaux

Cinq séries d'essais triaxiaux ont été menées expérimentalement (Tableau 3-10). Par la suite, nous ne présentons que les courbes de tendance et les résultats les plus significatifs.

Echantillon	σ_3 (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ_{1max} (kPa)	E_{app} (MPa)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
SERIE 1							
<i>P1 (moyen)</i>		14,23	17,25	610	9,35		
E2P1	150	14,33	17,83	600	9,20		
E3P1	200	14,12	16,67	620	9,50		
<i>P2 (moyen)</i>		17,22	17,33	361	7,74	65	8,98
E1P2	100	17,51	17,31	286	7,33		
E2P2	150	16,94	17,35	364	7,98		
E3P2	200	17,22	17,34	434	7,91		
<i>P3 (moyen)</i>		14,66	18,00	517	9,62	155	5,24
E1P3	100	15,69	17,86	460	10,80		
E2P3	150	13,79	18,13	510	9,35		
E3P3	200	14,49	17,74	580	8,72		
SERIE 2							
<i>P2 (moyen)</i>		12,51	19,10	707	11,68	225	7,31
E1P2	100	12,06	19,10	640	14,82		
E2P2	150	12,79	19,08	710	11,26		
E3P2	200	12,69	19,10	770	8,96		
<i>P3 (moyen)</i>		13,38	18,61	562	9,16	120	14,30
E1P3	100	13,04	18,41	477	8,19		
E2P3	150	12,96	18,78	561	9,42		
E3P3	200	14,13	18,63	647	9,86		
<i>P4 (moyen)</i>		12,29	19,02	510	9,18	125	9,20
E1P4	100	13,00	18,92	430	8,79		
E2P4	150	9,17	19,62	530	8,99		
E3P4	200	14,70	18,51	570	9,77		
<i>P5 (moyen)</i>		14,75	15,02	372	9,33	40	14,69
E1P5	100	15,03	14,34	265	9,70		
E2P5	150	14,59	15,30	410	7,18		
E3P5	200	14,63	15,42	440	11,10		

SERIE 3							
<i>P1 (moyen)</i>		20,17	17,28	338	5,30	69	6,00
E3P1	100	20,25	17,19	275	5,09		
E7P1	200	20,09	17,37	400	5,50		
<i>P3 (moyen)</i>		20,80	17,18	221	4,26	35	7,08
E1P3	100	21,04	17,54	207	3,08		
E2P3	150	21,54	17,28	272	3,75		
E6P3	50	19,81	16,71	186	5,95		
<i>P4 (moyen)</i>		19,56	17,24	306	4,08	82	3,77
E3P4	50	19,33	17,32	233	3,84		
E4P4	100	19,08	17,39	280	3,70		
E5P4	200	20,26	17,00	404	4,70		
E10P4	100	18,70	17,38	281	4,88		
<i>P5 (moyen)</i>		19,39	16,95	253	3,31	69	1,74
E2P5	50	18,70	17,03	195	2,76		
E3P5	100	20,11	16,81	237	3,68		
E7P5	200	19,36	16,99	328	3,49		
<i>P6 (moyen)</i>		19,49	17,12	283	4,74	87	4,64
E4P6	50	18,51	17,45	259	5,76		
E5P6	100	20,03	17,05	239	3,05		
E6P6	200	19,94	16,85	350	5,41		
E7P6	100	19,20	16,62	306	5,21		
<i>P7 (moyen)</i>		18,99	17,46	311	4,17	90	1,91
E1P7	50	18,89	17,38	238	3,31		
E2P7	100	19,03	17,42	294	4,22		
E3P7	200	19,06	17,38	400	4,99		
E9P7	100	18,98	17,66	297	5,78		
SERIE 4							
<i>P2 (moyen)</i>		10,83	17,83	300	5,45	25	28,77
E1P2	100	10,86	18,35	227	3,54		
E2P2	150	10,80	17,31	373	7,35		

SERIE 5							
<i>P1 (moyen)</i>		18,24	18,24	377	7,925	105	7,35
E7P1	50	19,48	18,22	298	9,00		
E5P1	100	17,55	18,32	367	6,80		
E4P1	150	17,96	18,12	398	6,90		
E6P1	200	17,96	18,29	447	9,00		
<i>P6 (moyen)</i>		18,06	19,03	459	10,467	138	4,53
E3P6	100	17,71	18,39	416	8,10		
HE7P6	150	18,16	19,37	427	10,70		
BE6P6	200	18,31	19,34	533	12,60		

Tableau 3-10 : Résultats expérimentaux des essais triaxiaux

La Figure 3-19 montre un exemple des résultats des essais triaxiaux effectués sur l'argile de l'Aptien pour une teneur en eau moyenne, prise du côté sec de la courbe Proctor, soit de 13,4 %. La première partie des courbes représente la rigidité apparente du matériau qui est considérée comme linéaire, elles se superposent quel que soit le confinement. Cette remarque paraît raisonnable pour un matériau quasi saturé et confiné dans des conditions non consolidées non drainées. La valeur calculée, en utilisant la technique décrite au paragraphe précédent, est égale en moyenne à 9,16 MPa. Des résultats plus complets de cette campagne d'essais sont présentés dans le Tableau 3-11.

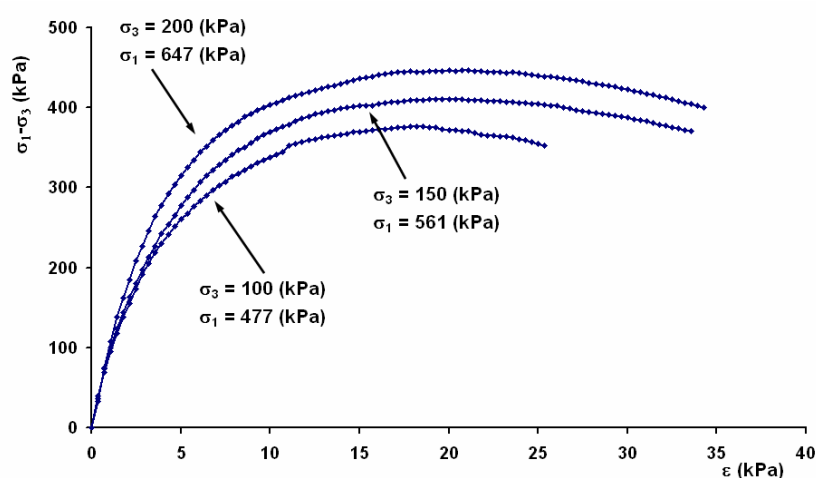
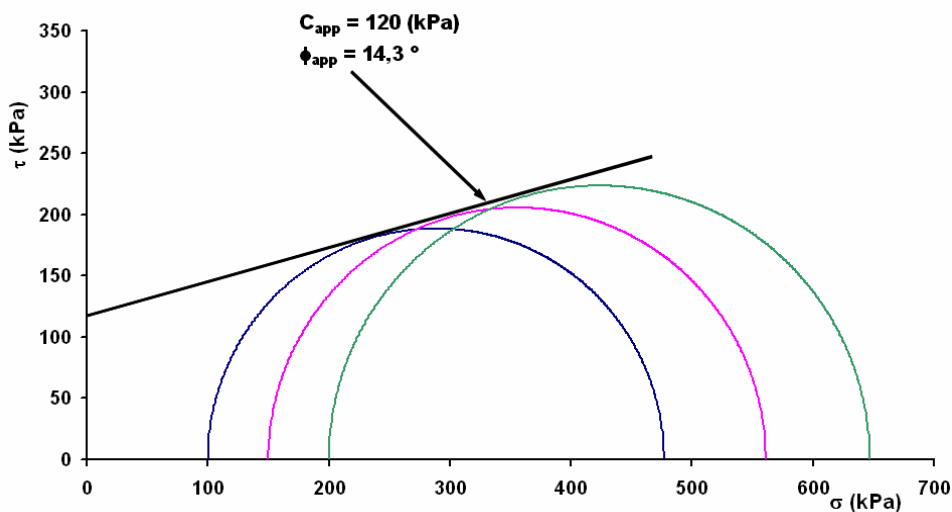


Figure 3-19 : Comportement de l'argile en compression triaxiale ($w < w_{opn}$)

σ_3 (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	σ_{1max} (kPa)	E (MPa)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
100	13,04	18,41	477	8,19	120	14,3
150	12,96	18,78	561	9,42		
200	14,13	18,63	647	9,86		

Tableau 3-11 : Résultats de trois essais triaxiaux de l'argile ($w < w_{opt}$)Figure 3-20 : Cercles de Mohr des essais triaxiaux de l'argile pour une teneur en eau moyenne de $w \approx 13,6\% < w_{opt}$

A partir du tracé des cercles de Mohr dans le plan de Mohr, il est possible de déterminer l'angle de frottement apparent et de déduire la cohésion apparente. Le résultat donne un $C_{app} = 120$ kPa et $\phi_{app} = 14,3^\circ$.

D'autres résultats sont présentés sur la Figure 3-21 pour une argile préparée à une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale. La teneur en eau moyenne des échantillons testés est de 17,22 %. Comme précédemment la représentation des cercles de Mohr permet de déterminer la cohésion apparente et l'angle de frottement apparent (Figure 3-22). Les résultats sont représentés dans le Tableau 3-12.

σ_3 (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	σ_{1max} (kPa)	E_{app} (MPa)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
100	17,51	17,31	293	7,33	65	8,93
150	16,94	17,35	364	7,98		
200	17,22	17,34	434	7,91		

Tableau 3-12 : Résultats de trois essais triaxiaux de l'argile ($w > w_{opt}$)

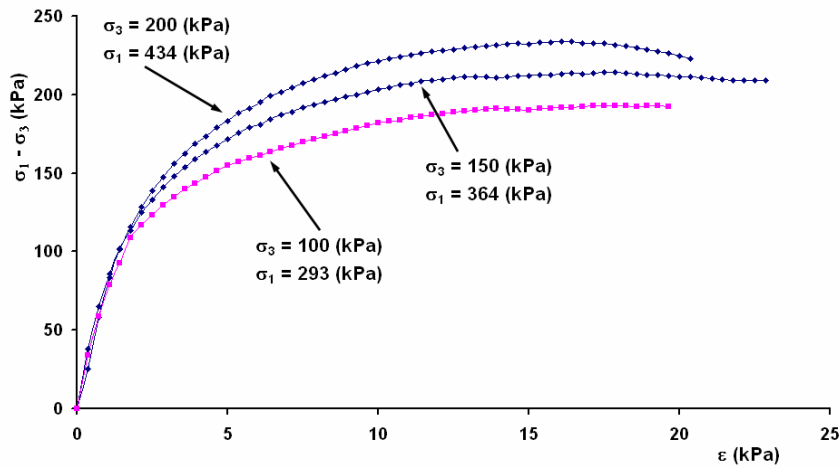


Figure 3-21 : Comportement de l'argile en compression triaxiale ($w > w_{opn}$)

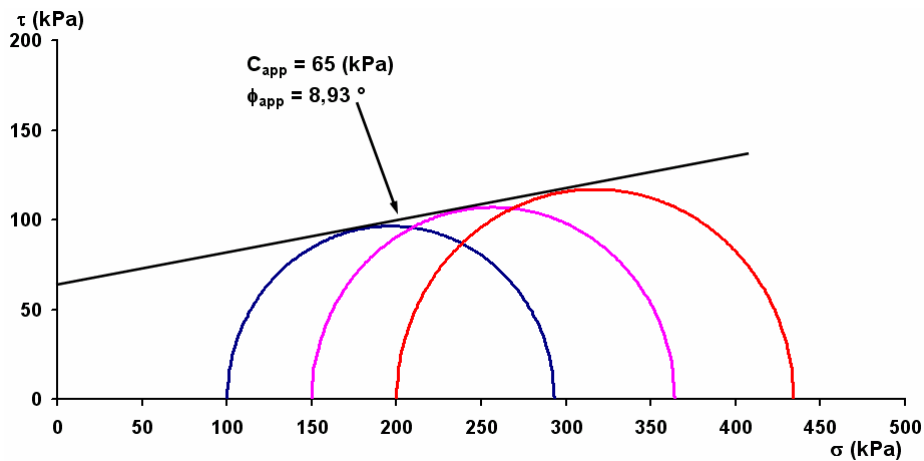


Figure 3-22 : Cercles de Mohr des essais triaxiaux de l'argile pour une teneur en eau moyenne de $w \approx 17,2\% > w_{opn}$

Le fait d'augmenter la teneur en eau entraîne une perte de la cohésion du matériau. L'angle de frottement apparent a aussi diminué pour une argile plus humide ($C_{app} = 65$ kPa pour $w_{moyenne} = 17,22\%$, $\phi_{app} = 8,93^\circ$). La rigidité apparente représentée par E_{app} paraît plus faible quand la teneur en eau augmente. Afin d'étudier la variation des paramètres représentatifs comme la cohésion (C_{app}), le frottement (ϕ_{app}) et la rigidité (E_{app}), des campagnes d'essais ont été réalisées avec plusieurs valeurs de teneur en eau.

Pour une énergie relative de compactage de 100%, la cohésion apparente est particulièrement sensible à la valeur de la teneur en eau. Les différents essais montrent que la cohésion apparente diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (Figure 3-23).

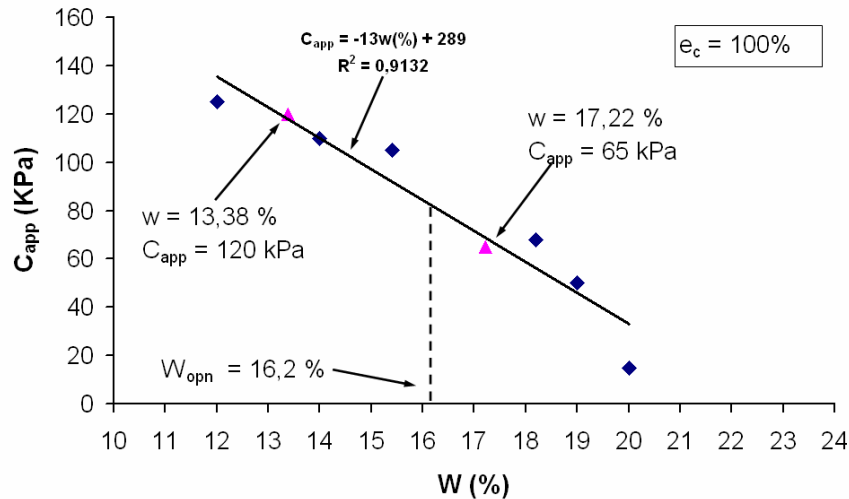


Figure 3-23 : Variation de la cohésion apparente en fonction de la teneur en eau

[Craig et Gallagher, 1997] ont réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur une argile saturée ($w_L = 34\%$, $w_p = 18\%$, $w_{opt} = 17\%$ et $\gamma_{dopt} = 17,5 \text{ kN/m}^3$) compactée à l'énergie Proctor normale ($e_c = 100\%$). Ils montrent une évolution linéaire entre la cohésion non drainée C_u (kPa) et la teneur en eau de la forme :

$$C_u = -14w + 323.5 \quad (3-14)$$

En faisant une analyse identique à partir des résultats, une évolution linéaire entre la cohésion non drainée apparente et la teneur en eau est observée (Figure 3-23). Les résultats donnent des valeurs de cohésion plus faibles à énergie équivalente.

$$C_{app} = -13w + 289 \quad (3-15)$$

De la même façon, [Alshihabi *et al.*, 2001] ont réalisé des essais consolidés non drainés sur un sol argileux non saturé à l'aide d'un appareil triaxial à succion contrôlée. Ils montrent que la résistance au cisaillement d'un sol quasi-saturé se rapproche de celle d'un sol saturé pour les confinements élevés. Pour les faibles confinements, le sol quasi-saturé présente une cohésion sensiblement plus élevée que celle du sol saturé. Les valeurs de la cohésion apparente déduites de cette étude et utilisées pour le dimensionnement de la couche d'argile pourraient nous placer du côté de la sécurité mais d'autres phénomènes, non étudiés ici, devront être pris en compte. En particulier, lorsque les sols présentent des teneurs en eau importantes (comme c'est le cas ici) ils sont plus exposés que les autres à des risques de dessiccation.

La variabilité de l'angle de frottement apparent (ϕ_{app}) avec la contrainte (σ) est le résultat de l'augmentation de la consolidation de l'échantillon avec l'augmentation de la pression de confinement. Avec les teneurs en eau choisies, l'angle de frottement apparent présente une faible valeur. Quand la teneur en eau augmente, l'angle de frottement apparent a tendance à diminuer (Figure 3-24). Cette tendance peut s'exprimer sous la forme :

$$\phi_{app} = -1,023w + 26,325 \quad (3-16)$$

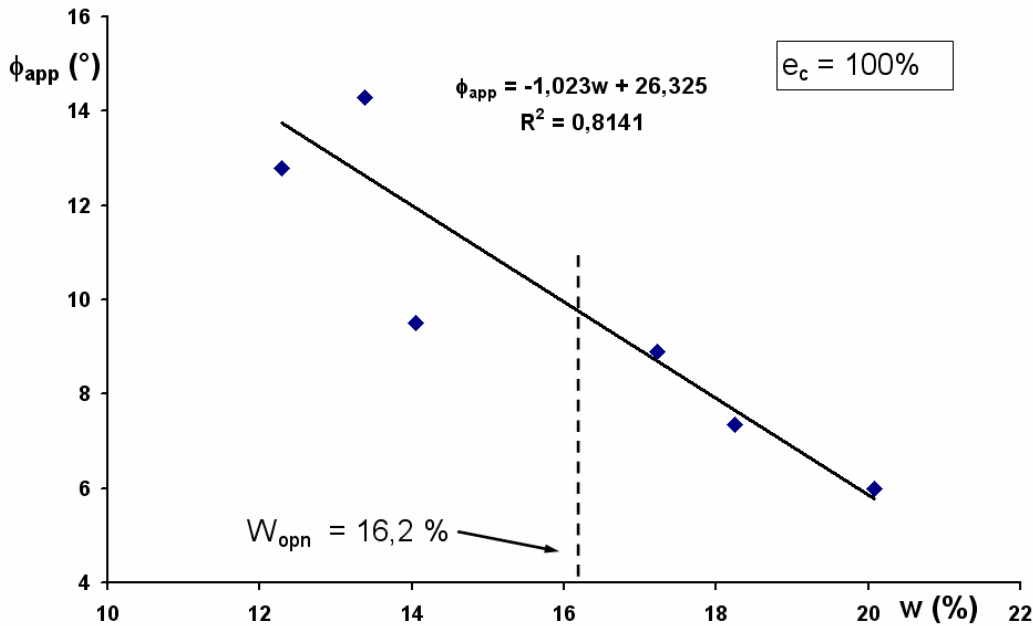


Figure 3-24 : Variation de l'angle de frottement apparent en fonction de la teneur en eau

Pour les conditions de mise en œuvre de l'argile sur site, (phase humide), l'angle de frottement apparent est de l'ordre de quelques degrés. Ces résultats sont similaires à ceux de [Indraratna et Lasek, 1996] pour les mêmes conditions.

Les valeurs déterminées expérimentalement pour le module d'Young paraissent tout à fait raisonnable. Les pentes initiales des courbes contrainte/déformation sont presque identiques (Figure 3-19 et Figure 3-21) malgré l'augmentation de la contrainte de confinement. Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 3-11 et le Tableau 3-12. Le module d'Young déterminé par ces essais ne représente pas la rigidité du matériau à la compression simple mais relativement, il confirme que la rigidité est indépendante du confinement.

En termes d'énergie équivalente de compactage, les échantillons ont été compactés à $e_c = 100\%$. La valeur de e_c recommandée pour une bonne mise en œuvre de l'argile sur site est supérieure ou égale à $e_c = 100\%$. En conséquence, notre travail présente aussi quelques résultats d'essais sur la même argile mais compactée à $e_c > 100\%$. En réalité, l'argile est mise en œuvre sur le site de l'ISD à $e_c = 140\%$. [Camp, 2008] a réalisé des essais triaxiaux sur l'argile compactée à une énergie relative de compactage de 140%. En comparaison avec les résultats à 100% et pour une même teneur en eau, la cohésion apparente est d'autant plus grande que l'énergie de compactage augmente (Figure 3-25).

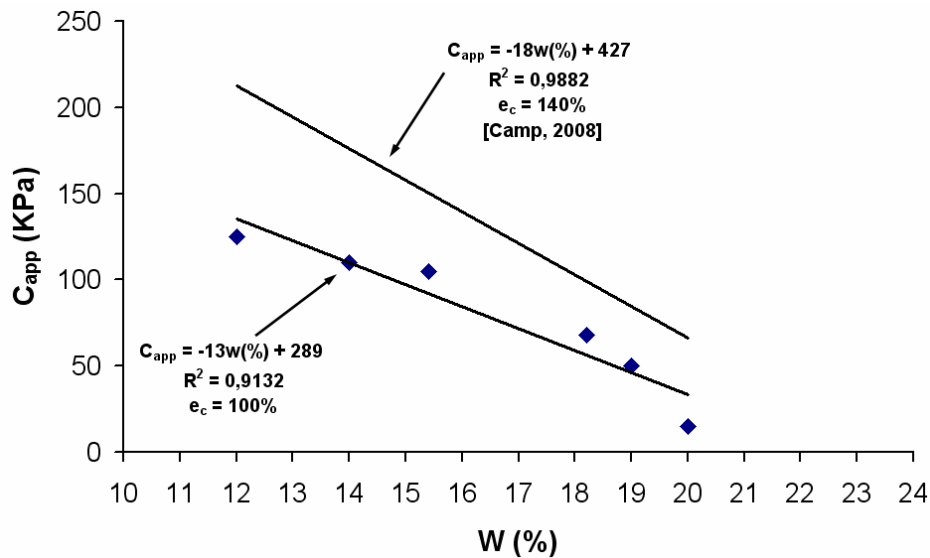


Figure 3-25 : Comparaison de la cohésion apparente à $e_c = 100\%$ et $e_c = 140\%$

3.4.3. Essai de traction

Comme indiqué dans les études précédentes, l'argile sera mise en place en couverture sous forme de couches. Cette couverture sera soumise aux tassements des déchets sous-jacents. Dans ces conditions, l'argile est soumise à de la traction. L'étude du comportement en traction du matériau s'appuie sur les essais en laboratoire. Dans la littérature ces expériences sont inexistantes. Ces essais vont permettre notamment de caractériser la résistance du matériau à la traction directe. Néanmoins, cet essai est techniquement difficile à réaliser sur une argile plastique. C'est la raison pour laquelle les études antérieures sur la résistance à la traction de l'argile portent sur des essais indirects comme l'essai brésilien ou l'essai de flexion.

Dans le cadre de ce travail, nous avons réalisé des essais de traction directe sur l'argile de l'Aptien à une teneur en eau proche de la saturation. L'argile apportée du site est remaniée en laboratoire, tamisée puis préparée pour $w \approx 20\%$. Elle est ensuite compactée suivant la norme NF P 94 – 093 et carottée pour former des éprouvettes cylindriques de diamètre 35 mm et de hauteur 70 mm. La teneur en eau de l'argile est vérifiée au fur et à mesure des expériences.

Des rondelles en PVC sont préparées et équipées d'une tige filetée qui permettent une prise dans les mors de la machine de traction. Ensuite, ces rondelles sont collées aux extrémités des éprouvettes cylindriques. Cet assemblage est monté sur une machine de traction puis une vérification de l'axialité de l'éprouvette est faite. L'opération suivante consiste à imposer le déplacement de la traverse de la machine de traction à une vitesse de 0.5 mm/mn comme présenté dans la Figure 3-26. Il en résulte une mise en traction directe de l'éprouvette d'argile.



Figure 3-26 : Etalonnage d'un essai de traction directe

Les techniques de mesure sont identiques à celle de l'essai de compression. Le déplacement de la presse et le temps de l'essai sont enregistrés. La force appliquée sur l'éprouvette sera calculée et la résistance à la traction déduite sous la forme :

$$\sigma_t = \frac{F}{S} \quad (3-17)$$

Les extrémités des éprouvettes étant collées elles sont plus rigides que la partie centrale de l'éprouvette. En conséquence l'endommagement de l'éprouvette sera localisé. Compte tenu de la difficulté expérimentale, nous n'avons effectué que 7 essais de traction simple et nous ne présentons ici que quelques résultats préliminaires. Nous constatons qu'ils présentent, pour des teneurs en eau équivalentes ($\sim 20\%$), des dispersions importantes pour une même énergie de compactage ($e_c = 100\%$). Dans ces conditions, une campagne expérimentale supplémentaire et plus importante est nécessaire, elle permettra d'améliorer le dispositif et d'obtenir un plus grand nombre de résultats.

A titre d'exemple, nous donnons les résultats de la campagne préliminaire sur les graphes de la Figure 3-26. Ces résultats ont été comparés (Figure 3-27) entre eux. Une contrainte maximale moyenne de traction a été trouvée ($\sigma_{tmax} = -6,5 \text{ kPa}$) à environ 2.2 % de déformation axiale.

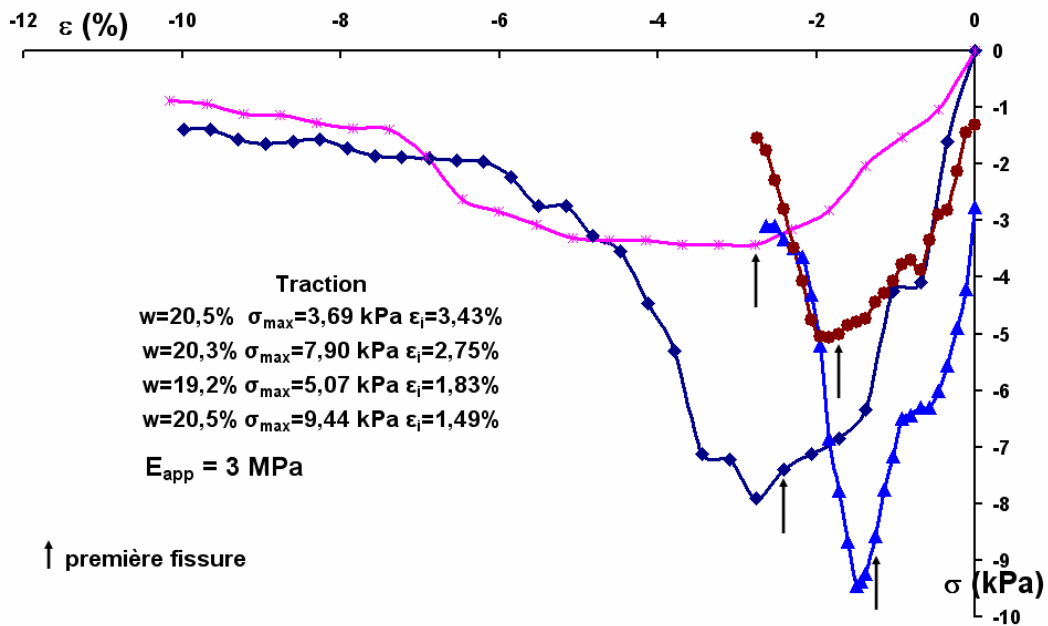


Figure 3-27 : Essais de traction pour des échantillons de mêmes caractéristiques

La difficulté des essais de traction directe réside dans la technique de mise en traction de l'éprouvette, notamment des problèmes liés à l'excentrement et au collage de l'échantillon. Ces problèmes réels peuvent provoquer des flexions parasites pendant l'essai et des incertitudes sur les résultats obtenus.

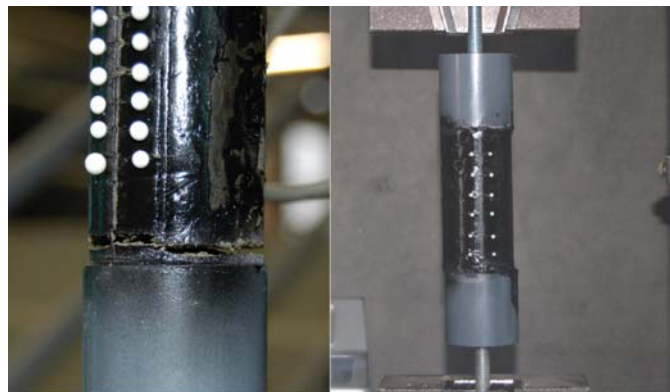


Figure 3-28 : Problème rencontré en traction directe

Les essais de traction directe étant particulièrement difficiles à conduire, une alternative utilisant des résultats issus d'essais de fendage (ou essais Brésiliens) a été étudiée. Ils ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 152 mm et de hauteur 275 mm. Ces essais ont été réalisés selon plusieurs teneurs en eau et pour deux niveaux de l'énergie de compactage. La charge a été appliquée avec une vitesse constante de l'ordre de 0,01 mm/s sur deux génératrices opposées de l'échantillon par l'intermédiaire d'une presse traditionnelle. L'évolution de la charge en fonction du déplacement des plateaux (mesuré à l'aide d'un comparateur) a été déduite et l'apparition des fissures a été notée (Figure 3-29). Les courbes obtenues présentent une première partie relativement linéaire qui peut être caractérisée par une raideur (charge linéaire par mètre). Les fissures apparaissent généralement à la fin de la partie linéaire du comportement. En considérant cette remarque et

en basant notre analyse sur la théorie de l'élasticité, la résistance à la traction à l'apparition de la première fissure peut-être calculée de la façon suivante :

$$\sigma_{t_{\max}} = \frac{2 \times F_t}{(D \times H \times \pi)} \quad (3-18)$$

Dans cette équation F_t représente l'effort à l'apparition de la première fissure. Comme noté pour la cohésion apparente, la résistance à la traction diminue lorsque la teneur en eau augmente.

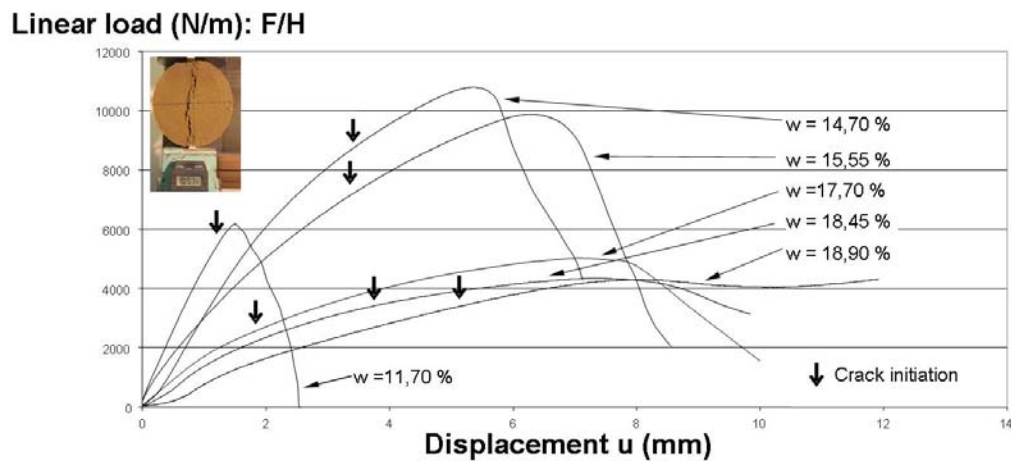


Figure 3-29 : Essais de fendage et résistance à la traction par fendage [Camp *et al.*, 2005]

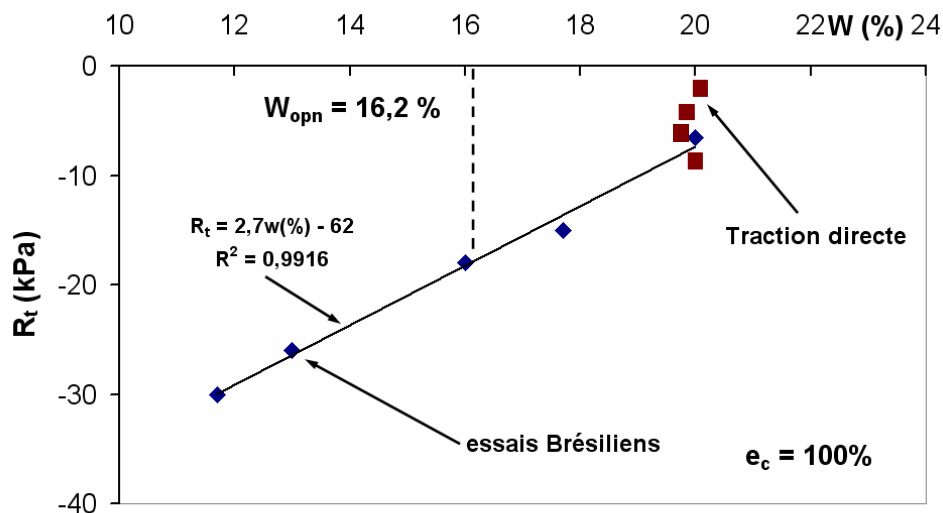


Figure 3-30 : Evolution de la résistance maximale à la traction (R_t) en fonction de la teneur en eau pour l'énergie relative de compactage de 100%

Une relation entre la résistance à la traction en fonction de la teneur en eau du matériau a été établie sur la Figure 3-30. La relation est de la forme :

$$R_t = 2.7w - 62 \quad (3-19)$$

Pour des valeurs de teneur en eau proche de la saturation, les résultats des essais de traction directe et de fendage sont très comparables (Figure 3-30)

En comparaison avec les résultats de compression simple pour une même teneur en eau, un rapport a été déduit :

$$K = \frac{R_c}{R_t} \quad (3-20)$$

Les relations (3-7) et (3-19) permettent de tracer une courbe de l'évolution de K en fonction de la teneur en eau de l'argile :

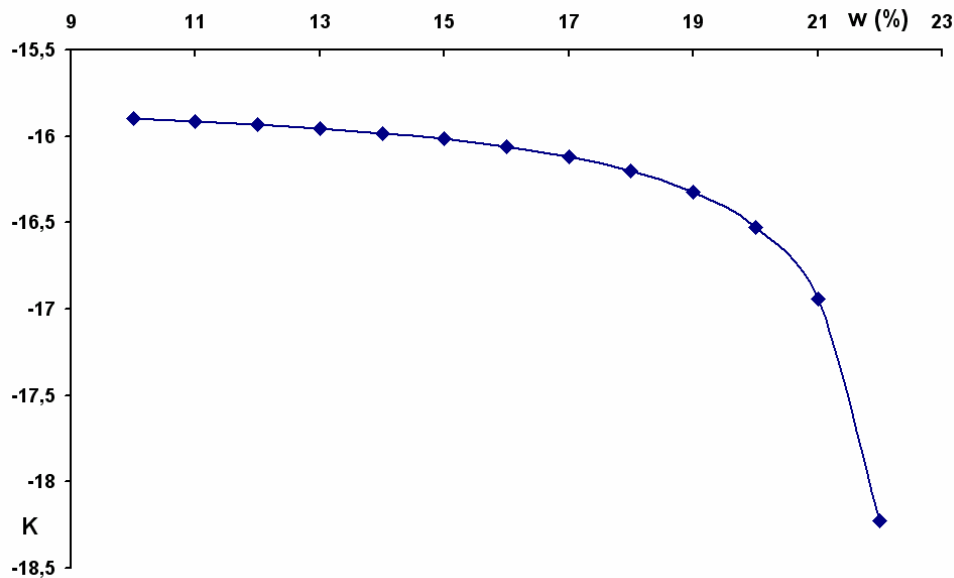


Figure 3-31 : L'évolution de K en fonction de la teneur en eau

3.4.4. Courbes enveloppes en contraintes totales

Les résultats issus des essais de compression simple, des essais de traction et des essais triaxiaux peuvent être interprétés dans le plan de Mohr (σ, τ). Une courbe est alors obtenue comme étant l'enveloppe des familles de cercles de Mohr limites. Au-delà de cette enveloppe, dite loi de comportement mécanique apparente, le matériau est considéré comme non résistant. Dans la littérature, ces courbes présentent des formes diverses (linéaires, bilinéaires, parabolique,...). Typiquement, le critère de Mohr – Coulomb présente la forme suivante :

$$\tau = \sigma \tan \phi + C \quad (3-21)$$

La Figure 3-32 interprète le comportement de type Mohr – Coulomb à partir des résultats expérimentaux sur les essais de compression simple et des essais triaxiaux exprimés en contraintes totales. Ces résultats sont présentés dans le Tableau 3-13 :

Type d'essai	σ_3 (kPa)	σ_{1max} (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
Compression simple	0	239	17,00	17,72	105	7,3
Triaxial	50	298	19,48	18,22		
	100	367	17,55	18,32		

Tableau 3-13 : Résultats expérimentaux sur l'argile à $e_c = 100\%$

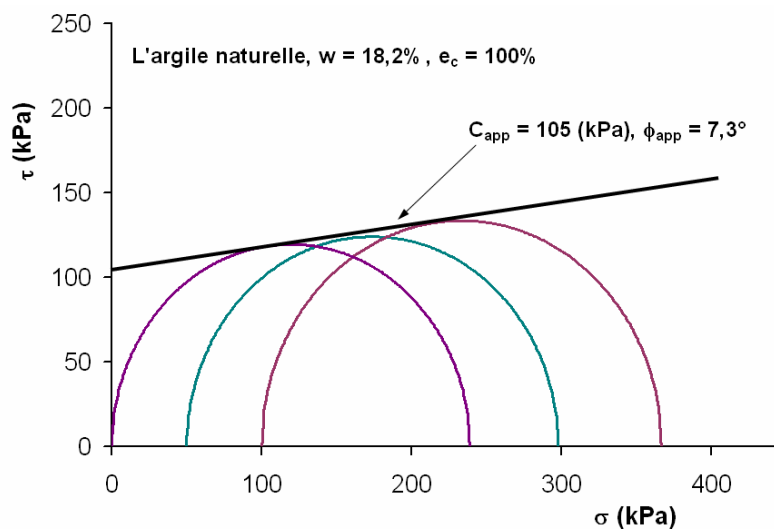


Figure 3-32 : Cercles de Mohr des résultats expérimentaux sur l'argile d'Aptien ($e_c = 100\%$)

Cette relation est construite à partir de deux paramètres macroscopiques, la cohésion et le frottement (C_{app} , ϕ_{app}). Néanmoins, dans ce critère, la zone de traction n'est pas envisagée.

En utilisant les résultats de [Caquot et Kerisel, 1966] nous pouvons tracer une courbe enveloppe expérimentale restreinte à la compression simple et à la traction directe dans le plan Mohr. La courbe obtenue présente une allure parabolique sous forme :

$$\sigma = a\tau^2 + b \quad (3-22)$$

A partir des résultats expérimentaux, nous pourrions déterminer « a » et « b » en utilisant la résistance à la traction (R_t) et la résistance à la compression simple (R_c). En admettant que la parabole est tangente au cercle de Mohr restreint à la compression simple, les valeurs de (a, b) peuvent se mettre sous la forme :

$$\begin{cases} b = R_t \\ a = \frac{R_c - 2R_t + 2\sqrt{R_t(R_t - R_c)}}{R_c^2} \end{cases} \quad (3-23)$$

Avec par convention $R_c > 0$ et $R_t < 0$,

Donc,

$$\sigma = \frac{R_c - 2R_t + 2\sqrt{R_t(R_t - R_c)}}{R_c^2} \times \tau^2 + R_t \quad (3-24)$$

Nous pouvons tracer l'enveloppe expérimentale des cercles de Mohr restreint à la traction directe et la compression simple dans le plan de Mohr. La courbe obtenue présente une allure parabolique de la forme :

$$\tau = \sqrt{\frac{R_c^2}{R_c - 2R_t + 2\sqrt{R_t(R_t - R_c)}}} \sqrt{(\sigma - R_t)} \quad (3-25)$$

En posant $R_c/R_t = K$, il vient :

$$\tau = \sqrt{\frac{K.R_c}{K - 2 + 2\sqrt{1 - K}}} \sqrt{(\sigma - R_t)} \quad (3-26)$$

Les essais expérimentaux en traction et en compression simple permettent de décrire le rapport $K = R_c/R_t$ en fonction de la teneur en eau (important dans le cas de flexion pure).

Dans le cas de sollicitation composée (flexion-cisaillement ou cisaillement sous contrainte de confinement), la relation (3-26) entre τ et K ne sera pas suffisante. En effet, l'équation (3-26) ne permet pas de décrire la zone où l'argile est confinée ($\sigma \approx 200$ kPa). Pour tenir compte du comportement confiné de l'argile, la courbe enveloppe expérimentale pourra être estimée à l'aide du critère de Mohr – Coulomb traduit en contraintes totales. L'association des deux critères précédemment décrits (équations (3-21) et (3-26)) permettra d'estimer les champs de contraintes totaux lors de sollicitations réelles (Figure 3-33).

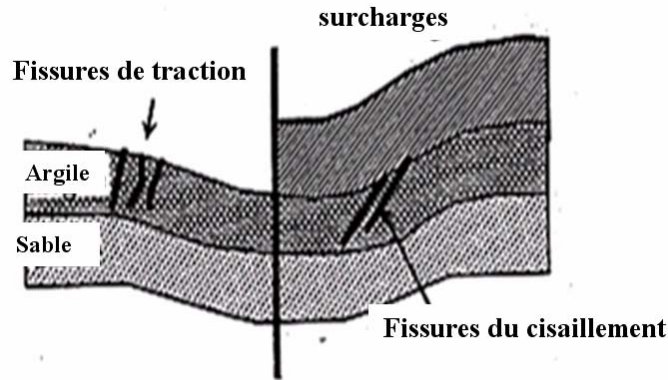


Figure 3-33 : Sollicitation de l'argile *in situ*

A titre d'exemple, l'argile a été testée en compression simple et triaxiale comme rapporté sur la Figure 3-32 et dans le Tableau 3-13 pour une teneur en eau de 18,2% et une énergie équivalente de compactage de 100%.

La relation (3-19) nous donne une valeur de la résistance à la traction de l'argile à $w = 18,2\%$ de $R_t = -12,86$ kPa ($K = 16,2$). Nous pouvons, alors déterminer le critère selon la relation (3-26) :

$$\tau = 12,28 \times \sqrt{(\sigma + 12,86)} \quad (3-27)$$

En faisant l'association avec le critère de Mohr – Coulomb de la Figure 3-32, nous avons la courbe enveloppe présentée dans la Figure 3-34:

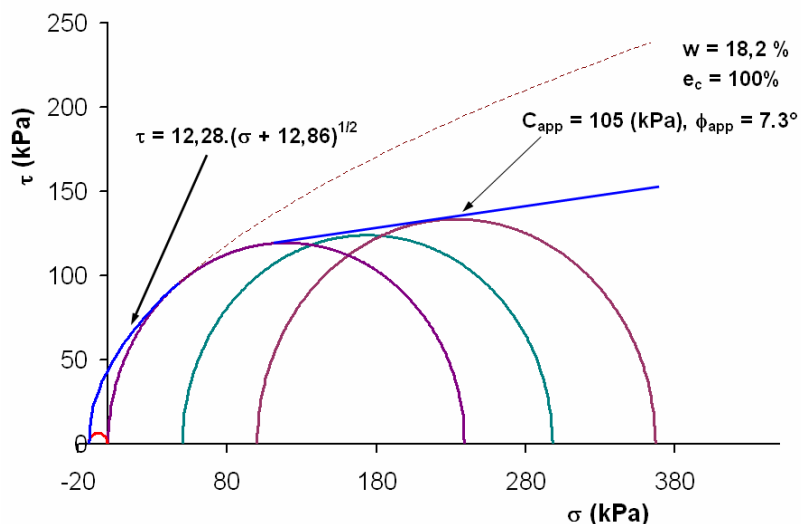


Figure 3-34 : Courbe enveloppe des cercles de Mohr limites ($e_c = 100\%$)

Dans le cadre de cette étude, des essais expérimentaux (compression simple et triaxiaux) à une énergie de compactage de 140% ont été réalisés. L'objectif de ce travail est d'approcher les conditions hydromécaniques de mise en œuvre de l'argile sur site. L'argile a

été testée à une teneur en eau moyenne $w = 20,03\%$ (proche de la saturation) en compression simple et triaxiale pour deux contraintes de confinement de 100 kPa et 200 kPa. Les résultats sont montrés dans le Tableau 3-14. Une droite de type Mohr – Coulomb a été tracée et considérée comme une loi de comportement mécanique de l'argile confinée (Figure 3-35).

Type d'essai	σ_3 (kPa)	σ_{1max} (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
Compression simple	0	142	19,75	17,27	69	6
Triaxial	100	275	20,25	17,19		
	100	358	20,09	17,37		

Tableau 3-14 : Résultats expérimentaux de l'argile à $e_c = 140\%$

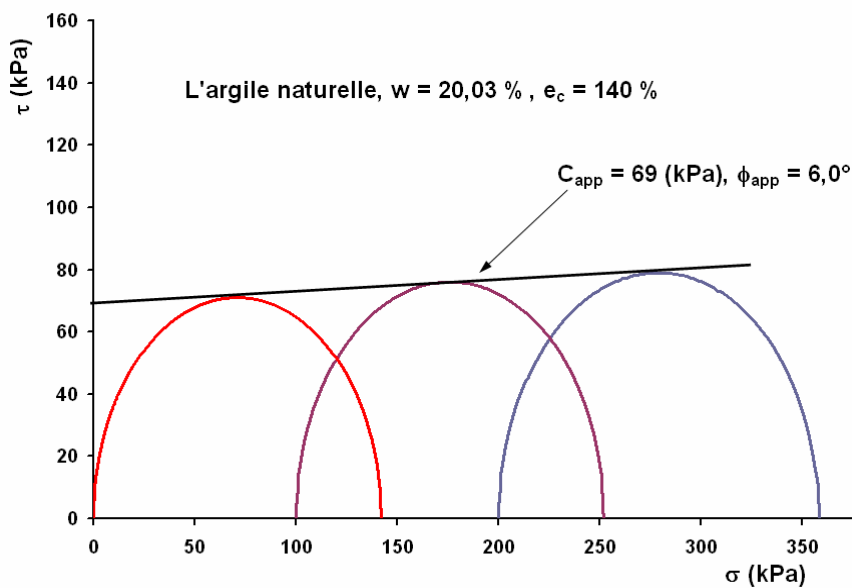


Figure 3-35 : Cercles de Mohr des résultats expérimentaux sur l'argile d'Aptien ($e_c = 140\%$)

Une évolution de la résistance à la traction de l'argile compactée à une énergie de compactage de 140% a été présentée par [Camp, 2008] sous la forme :

$$R_t = 4w - 94 \quad (3-28)$$

Nous déduisons dans ce cas : $R_t = -13,88$ kPa.

Avec ces informations, nous pouvons tracer la courbe enveloppe de l'argile restreinte à la traction directe et la compression simple sous la forme :

$$\tau = 8.76 \times \sqrt{(\sigma + 13.88)} \quad (3-29)$$

En faisant l'association avec le critère de Mohr – Coulomb de la Figure 3-35, nous avons la courbe enveloppe présentée dans la Figure 3-36:

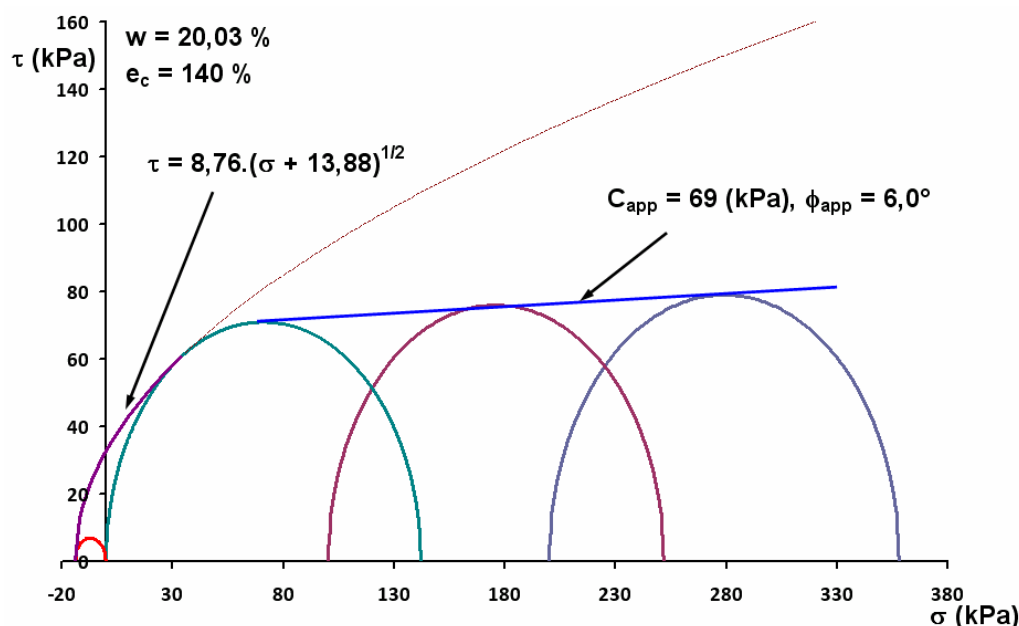


Figure 3-36 : Courbe enveloppe des cercles de Mohr limites ($e_c = 140 \%$)

3.5. Conclusion

L'objectif principal de ce chapitre est de déterminer des lois d'évolution du comportement mécanique de l'argile. Ces lois peuvent être exprimées soit sous la forme des paramètres macroscopiques comme la cohésion apparente (C_{app}) et l'angle de frottement apparent (ϕ_{app}), soit par l'intermédiaire d'une courbe enveloppe restreinte à la traction directe et la compression simple. Pour arriver à ces expressions, des campagnes expérimentales ont été réalisées sur l'argile de l'Aptien. Ces essais ont été effectués sur site ou en laboratoire pour reproduire les conditions hydromécaniques du stockage. Des protocoles expérimentaux sont proposés. Plusieurs chemins de chargement ont été réalisés. L'argile a été testée à la compression simple, à la compression triaxiale avec plusieurs confinements, et à la traction directe et indirecte. La teneur en eau de l'argile a été prise en compte. Une valeur optimale de la teneur en eau a été déterminée dans les conditions d'une énergie équivalente de compactage correspondant à l'énergie Proctor Normal ($e_c = 100\%$).

Tous les protocoles précédents, nous ont permis de déterminer les résistances à la compression simple, aux essais triaxiaux et à la traction directe et indirecte et les déformations correspondantes à l'initialisation des fissures. Nous avons mis en évidence les évolutions de ces paramètres en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage dans le but de construire les lois d'évolutions. Ces différentes lois permettent d'approcher, désormais, les conditions *in situ* et de préciser les paramètres à prendre en compte pour une meilleure mise en œuvre de l'argile sur site.

Néanmoins, ces différents critères ne prennent pas en compte l'évolution possible de la fissuration du matériau. La couverture étanche, qui compose le centre de stockage, doit resté pérenne à la mise en œuvre et en service (plus de 30 ans). Certaines sollicitations, non prises en compte ici (dessiccation) pourraient remettre en question l'étanchéité de la barrière

argileuse. Une solution visant à améliorer la résistance de l'argile sous différents types de sollicitation et à limiter la fissuration a été proposée. Un renforcement sous la forme d'un mélange de fibres de différents types a été sélectionné. L'étude de ce type de matériau est présentée dans le chapitre suivant.

Chapitre 4. Effet d'un renforcement sur une argile en CSD

Compte tenu de ce que nous venons de voir dans les chapitres précédents et de la grande sensibilité de l'argile à la fissuration, une solution visant à améliorer les caractéristiques mécaniques de l'argile en limitant son endommagement a été envisagée.

4.1. Introduction

La plupart des matériaux ne peuvent parfois pas être utilisés seuls en satisfaisant toutes les conditions requises pour leur usage. Aussi, il a été remarqué que l'addition d'autres matériaux dans l'argile permettait l'amélioration de certaines caractéristiques physiques et mécaniques. L'idée de réaliser un renforcement de l'argile par des fibres n'est pas nouvelle. Des fibres mélangées uniformément dans une quantité de sol peuvent augmenter ainsi sa capacité portante. Ce concept très ancien est utilisé depuis l'époque antique où l'on retrouve des usines de fabrication de torchis (mélange de boue et de paille). Cependant, l'efficacité de cette technique relativement nouvelle en géotechnique moderne doit être évaluée. Une série d'essais de compression a été effectuée sur une argile renforcée et non renforcée afin de caractériser son comportement mécanique. Différents types de fibres ont été employés. Une analyse de la résistance au cisaillement du sol en fonction de la quantité et de la nature du renforcement fibreux a été effectuée. Les résultats ont été interprétés en terme de contrainte totale. Un indice de fragilité a été élaboré pour caractériser le comportement mécanique du matériau composite.

4.2. Références bibliographiques

Généralement, ajouter des fibres à l'argile peut améliorer sa résistance au cisaillement, sa rigidité mécanique et sa cohésion. [Andersland et Khattack, 1979] ont réalisés des essais sur une kaolinite renforcée avec des fibres de celluloses. Ils ont montré que la résistance au cisaillement augmentait avec le pourcentage de fibres. De plus, l'ajout de fibres rend le matériau plus ductile surtout pour des faibles valeurs de la teneur en eau. [Maher et Ho, 1994] ont montré qu'une distribution de fibres aléatoire dans un matériau argileux pouvait le rendre plus résistant et plus rigide vis-à-vis de la flexion. Pour ces auteurs, ce phénomène est le résultat de l'interaction entre les fibres et la matrice argileuse.

La contribution du renforcement fibreux est d'autant plus significative que le matériau est sec. Pour un matériau humide l'apport est moins significatif compte tenu d'une moins bonne adhérence entre les fibres et la matrice argileuse. Des résultats de compactage Proctor (en phase humide) montrent qu'une augmentation du pourcentage de fibres dans une matrice argileuse n'influence que très peu le poids volumique sec du matériau. Un pourcentage massique de fibres compris entre 0% et 5% est généralement défini comme optimum pour le

matériau composite. Il varie en fonction de la longueur et de la nature des fibres utilisées [Al-Wahab et Al-Qurna, 1995].

Dans tous les cas, le rôle principal des fibres est de contrôler la fissuration, par exemple, dans les ouvrages géotechniques soumis à des cycles d'humidification et de dessiccation [Ziergler *et al.*, 1998]. Pour ces cas, les renforts fibreux réduisent considérablement le nombre et l'ouverture des fissures. Néanmoins, ce sujet n'étant pas rapporté dans ce travail, nous nous concentrerons sur les renforcements fibreux capables de limiter l'endommagement des couvertures argileuses des installations de stockage de déchets en cas de tassements différentiels. Actuellement des renforcements horizontaux composés de nappes de géosynthétiques (géogrilles) sont utilisés à la base des couches argileuses. Cette technique, très utilisée en géotechnique moderne, nécessite un ancrage du renforcement horizontal. En utilisant des renforcements fibreux, nous évitons les ancrages techniquement coûteux et réduisons, par la même, le coût de l'installation. Dans ces conditions, cette voie de recherche intéresse beaucoup les exploitants des installations de stockage de déchets. C'est cette recherche sur l'amélioration du comportement mécanique qui est mis en avant dans ce chapitre.

4.3. Programme expérimental

4.3.1. Matériaux choisis

Les caractéristiques mécaniques et physiques de l'argile ont été présentées dans le chapitre 3. C'est cette argile qui sera mélangée avec d'autres matériaux afin d'obtenir un matériau composite plus performant.

Trois types de renforcement ont été utilisés pour les essais (Figure 4-1) : des fibres organiques de sisal (f_o), des fibres courtes synthétiques de polypropylène (f_s), et finalement des particules de caoutchouc (f_p) issus du recyclage de l'industrie du pneumatique, pour améliorer les caractéristiques physico – mécaniques de l'argile . Les particules de caoutchouc comportent des éléments métalliques qui sont utilisées en l'état avec une proportion volumique (VFC) égale à 35%. Les caractéristiques physiques géométriques et mécaniques des trois sortes de renforcement sont rassemblées dans le (Tableau 4-1). Dans le composite, le pourcentage volumique de fibres peut-être calculé de la façon suivante :

$$\chi = V_f / V \quad (4-1)$$

avec V_f est le volume des fibres et V celui du composite. Le pourcentage en masse, plus facile à déterminer expérimentalement, peut-être donné par la relation suivante [Li et Zornberg, 2005] :

$$\chi_w = W_f / W_s \quad (4-2)$$

avec W_f est le poids des fibres et W_s celui du sol sec. La géométrie des fibres peut-être caractérisée par un rapport de forme exprimé de la façon suivante :

$$\eta = L_f / d_f \quad (4-3)$$

avec L_f est la longueur de la fibre et d_f le diamètre. Les fibres sont coupées en morceaux de 6 à 30 mm donnant le même rapport de forme ($\eta = 300$).

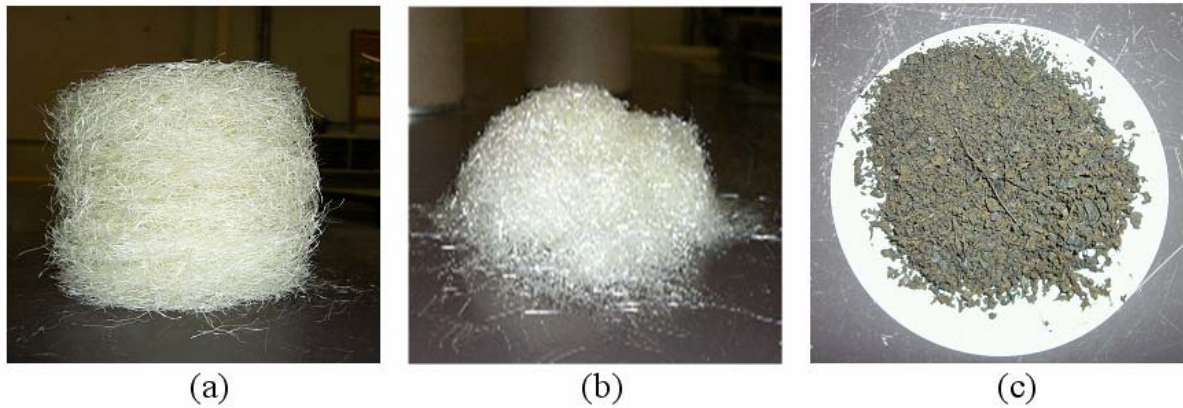


Figure 4-1 : Présentation des fibres; a) fibres organiques (f_o); b) fibres synthétiques (f_s); c) mélange des particules de caoutchouc et des éléments métalliques (f_p) pour $\chi_w = 3\%$.

Propriétés physiques et mécaniques	f_o	f_s	f_p (*35%)
Longueur moyenne des fibres (mm)	30	6	30
Diamètre moyen équivalent (mm)	0.1	0.02	0.1
Masse volumique équivalente (kg/m^3)	390	910	3075
Résistance à la traction (MPa)	350	350	400
Module d'Young (GPa)	20	9	200
* Pourcentage volumique de fibres (VFC)			

Tableau 4-1: Propriétés physiques et mécaniques des renforcements

Le pourcentage massique de fibres dans le mélange sera pris égal à 3 ‰ et 6 ‰ [Zornberg et Li, 2003]. Comme l'épaisseur de la couche d'argile sur le site de stockage est comprise entre 1 m et 5 m et surmontée d'une couche de forme et de terre végétale de 1 m à 5 m, des tests de compression simple et triaxiaux sous confinement ($P = 50, 100, 150, 200$ kPa) ont été menés pour tester l'argile et l'argile renforcée. L'argile utilisée est extraite du site de stockage. Les fibres sont malaxées à l'argile pour rendre le composite homogène. Pour reproduire les conditions de mise en œuvre, le sol est préparé avec une teneur en eau comprise

entre w_{opt} et $w_{opt} + 4\%$. Les échantillons testés présentent une teneur en eau moyenne de 18%. Pour l'argile naturelle, l'optimum Proctor normal ($e_c = 100\%$) est à 16,2 % de teneur en eau pour un poids volumique sec de 17,6 kN/m³. Le matériau composite est compacté dans un moule CBR à la dame automatique.

L'analyse des échantillons compactés permet de déterminer les courbes Proctor du matériau composite en fonction de la quantité de fibres (Figure 4-2). Le poids volumique sec augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibres dans le mélange (Figure 4-2). Cette tendance a été vérifiée avec toutes les fibres et est en accord avec les résultats de [Maher et Ho, 1994]. Pour un pourcentage de fibres de 6‰ l'optimum Proctor est de 17,9 kN/m³, c'est-à-dire proche de l'argile non renforcée.

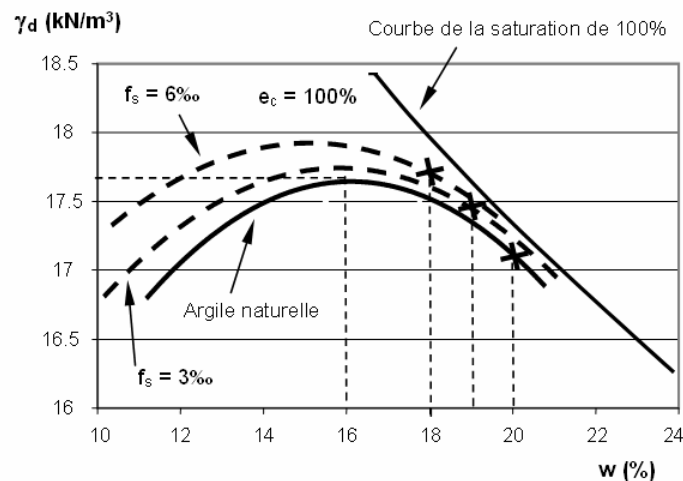


Figure 4-2 : Courbes Proctor pour l'argile naturelle et le matériau composite [Plé et al., 2009].

4.3.2. Résultats expérimentaux

Quarante deux essais de compression ont été réalisés en laboratoire sur des échantillons composites. Les résultats sont présentés dans le Tableau 4-2. De la même façon que le traitement des résultats du chapitre 3, nous ne présentons dans ce chapitre que les résultats les plus significatifs.

Echantillons	σ_3 (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ_{1max} (kPa)	ε_i (%)	E_{app} (MPa)	C_{app} (kPa)	ϕ_{app} (°)
fibre naturelle 3%								
P3 (moyenne)		17,49	17,99	0,455			115,00	7,69
E1P3	0,10	17,49	18,22	0,392	11,786	10,10		
E4P3	0,15	17,63	17,32	0,449	12,857	10,40		
E3P3	0,20	17,35	18,44	0,525	12,857	10,90		
E2P3	0	16,61	17,84	0,337	20,500			
fibre synthétique 3%								
P4 (moyenne)		18,86	17,59	0,361			85,00	15,35
E1P4	0,05	18,64	17,69	0,306	25,000	4,70		
E3P4	0,10	19,40	17,30	0,316	13,571	7,20		
E4P4	0,20	18,55	17,78	0,461	13,214	7,50		
BE8P4	0,15	18,61	17,93	0,481	24,643	8,50		
E2P4	0	18,30	16,39	0,213	15,500			
métallique pneu 3%								
P5 (moyenne)		17,67	18,49	0,474			170,00	6,33
E6P5	0,05	17,60	18,76	0,420	15,000	10,90		
E3P5	0,10	17,70	18,49	0,461	11,429	12,10		
E4P5	0,15	17,70	18,22	0,542	17,500	13,80		
E1P5	0,20	19,47	16,85	0,630	18,571	19,00		
E2P5	0	16,87	17,93	0,364	14,000			
fibre synthétique 3%								
P7 (moyenne)		15,10	18,63	0,596			85,00	29,77
E4P7	0,05	15,00	19,69	0,447	11,071	16,10		
E3P7	0,10	15,20	18,48	0,577	11,786	17,00		
E2P7	0,15	15,10	17,74	0,765	17,857	19,00		
fibre synthétique 6%								
P9 (moyenne)		18,83	17,29	0,329			78,00	12,31
E2P9	0,05	18,61	16,94	0,270	23,214	5,20		
E4P9	0,10	19,35	17,07	0,291	24,643	5,00		
E3P9	0,15	18,52	17,88	0,425	20,714	10,90		
E5P9	0,20	20,54	16,87	0,399	11,786	5,30		
métallique pneu 6%								
P11(moyenne)		22,56	17,99	0,279			72,00	7,20
E2P11	0,05	22,31	17,35	0,227	21,429	1,42		
E5P11	0,10	22,76	16,67	0,292	20,357	1,50		
E1P11	0,15	22,61	19,94	0,317	7,143	1,00		
E6P11	0,20	22,58	16,85	0,392	19,286	5,10		

Tableau 4-2 : Résultats expérimentaux sur l'argile renforcée

Des essais triaxiaux et de compression simple ont été réalisés sur des éprouvettes de 35 mm de diamètre et de 70 mm de longueur (Figure 4-3). Les essais sont menés sur de l'argile naturelle et de l'argile renforcée pour deux pourcentages de fibres dans le mélange ($\chi_w = 3\%$ et $\chi_w = 6\%$) donnant 6 pourcentages volumiques différents et un seul rapport de forme

de 300. Nous avons noté que lorsque les fibres font 30 mm de longueur le carottage des éprouvettes est difficile et l'éprouvette trop petite devant la taille des fibres. En conséquence, pour un pourcentage de fibres dans le mélange à 6%, seulement quelques échantillons ont été testés.



Figure 4-3 : Moule standard CBR et échantillon testé (35 mm x 70 mm)

Comme pour les essais précédents, les tests expérimentaux ont été réalisés sur une argile non saturée pour reproduire les conditions de mise en œuvre sur site. Les résultats ont été interprétés en contraintes totales. Comme précédemment, le matériau composite a été caractérisé par une rigidité apparente en compression simple. De la même façon, la déformation à l'initialisation de la fissure a été caractérisée par ε_i , la contrainte maximale par σ_{\max} et la déformation correspondante par ε_{\max} . Pour les essais triaxiaux, l'apparition de la surface de glissement sera caractérisée par $\varepsilon_{\max} = \varepsilon_i$. Tous les essais ont été réalisés avec le même appareillage. L'évolution de la géométrie de l'éprouvette au cours des essais a été prise en compte et une correction sur la section a été apportée.

Les courbes contrainte-déformation pour l'argile naturelle et l'argile renforcée par les trois fibres retenues présentent des comportements non linéaires dès le début du chargement. La rigidité apparente des matériaux, en compression simple, a été estimée à partir du module tangent (Figure 4-4).

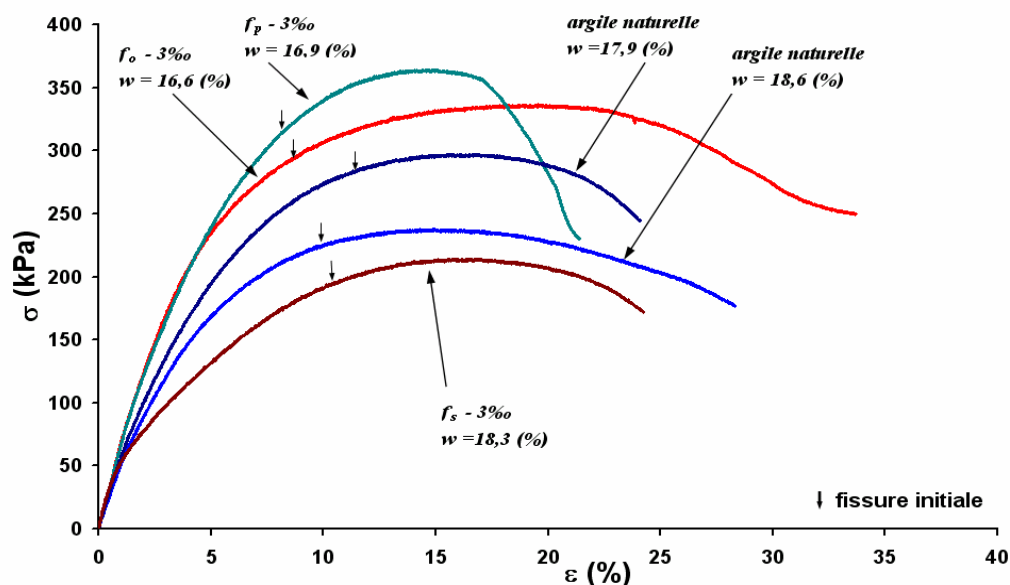


Figure 4-4 : Courbes contrainte – déformation des essais en compression simple

	Argile naturelle	$f_p - 3\%$	$f_s - 3\%$	$f_o - 3\%$	$f_s - 6\%$	$f_p - 6\%$
E_{app} (MPa)	6.1	7.5	7.0	6.3	7.6	8.1

Tableau 4-3 : Evolution du module d'Young apparent avec le pourcentage des fibres

Un exemple de résultats sur l'évolution de la rigidité du matériau composite en fonction du pourcentage de fibres est donné dans le Tableau 4-3. Les teneurs en eau sont comprises entre 16% et 20%.

Avec un pourcentage de fibres dans le mélange de 3%, la rigidité apparente de l'argile peut augmenter de presque 20%. Quand le pourcentage massique atteint 6 %, le gain est de 25%. Ces résultats sont en accord avec ceux de [Zornberg et Li, 2003] qui trouvent une augmentation de 30%. Pour cette gamme de teneur en eau, il n'y a pas d'évolution observée du changement de comportement mécanique en fonction du pourcentage des fibres.

Les essais triaxiaux ont été réalisés comme précédemment décrits. Ils sont considérés comme étant des essais intermédiaires entre des essais non consolidés non drainés et des essais consolidés non drainés. Les interprétations des résultats ont été faites en contraintes totales. L'analyse des essais triaxiaux permet de caractériser la cohésion apparente non drainé et l'angle de frottement apparent (Tableau 4-4 et Figure 4-5). Nous notons que l'angle de frottement est relativement constant quel que soit le pourcentage de fibres. Cependant, l'angle de frottement est plus important lorsque le mélange est constitué avec des fibres courtes (f_s). Ces résultats préliminaires sur l'angle de frottement sont en accord avec ceux de [Li et Zornberg, 2005] qui montre qu'un renforcement de l'argile par des fibres courtes peut augmenter la résistance au cisaillement du sol.

	Argile naturelle	$f_o - 3\%$	$f_s - 3\%$	$f_p - 3\%$	$f_s - 6\%$	$f_p - 6\%$
w (%)	18.2	17.7	18.9	17.5	18.8	22.6
C_{app} (kPa)	105	115	85	170	78	72
ϕ_{app} (°)	7.3	7.7	15.4	6.3	12.3	7.2

Tableau 4-4 : Paramètres C_{app} et ϕ_{app} pour l'argile et l'argile renforcée

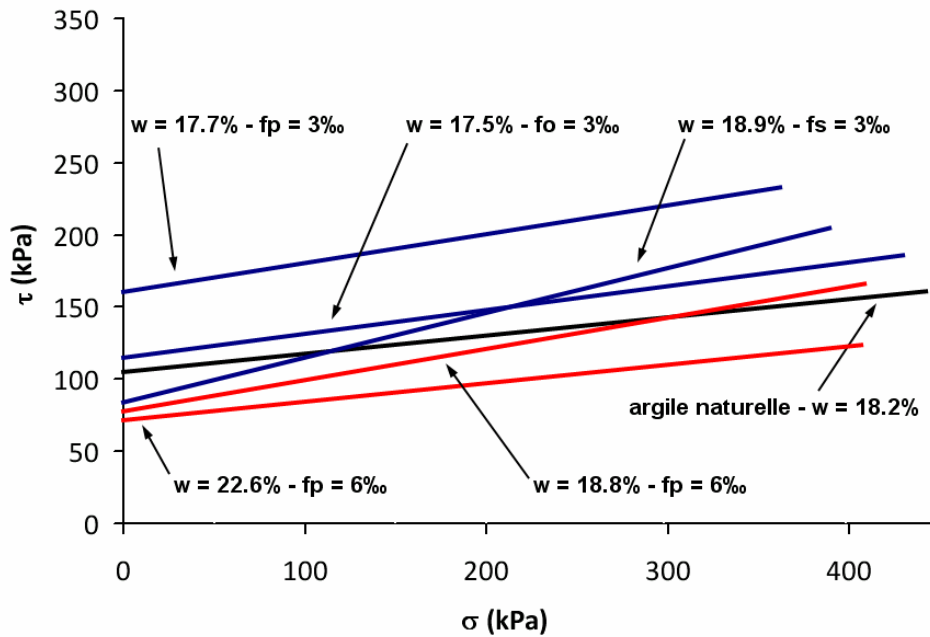


Figure 4-5 : Droites de Coulomb dans la plan de Mohr.

Pour l'argile naturelle, il a été montré que la cohésion apparente diminuait avec l'augmentation de la teneur en eau. Pour l'argile renforcée cela est moins évident. La valeur maximale de la cohésion apparente a été obtenue pour les renforcements par fibres métalliques ($\chi_w = 3\%$). L'addition de fibres à l'argile semble rendre le mélange plus cohérent (quels que soient χ et χ_w). La moyenne des résultats obtenue, pour des teneurs en eau similaires, est de l'ordre de 124 kPa soit une augmentation de plus de 20%. Ces résultats sont comparables à ceux de [Zornberg et Li, 2003] pour le même type de matériau.

Pour cette étude, une attention particulière a été portée à l'initialisation de la fissuration dans les matériaux composites. La déformation correspondante, qui correspond pour l'argile naturelle à l'apparition des plans de glissement, a été déterminée expérimentalement. Elle est de l'ordre de 15%, en compression simple, pour l'argile naturelle de teneur en eau moyenne 18%. Pour la même teneur en eau, elle passe de 18% à 20% lorsque l'argile est confinée. Pour mettre en évidence l'influence des renforcements fibreux dans le composite tous les résultats donnés par la suite seront présentés en fonction du pourcentage massique de fibres (χ) et pour une teneur en eau moyenne de 18% (valeur représentative des conditions de mise en œuvre de l'argile *in situ*).

Le classement sur l'axe des pourcentages volumiques a été fait en fonction des masses volumiques des fibres dans l'ordre croissant (f_p , f_s et f_o). Lorsque le mélange contient des fibres, la déformation axiale à l'initialisation des fissures diminue (Figure 4-6). Cette observation a aussi été faite lorsque le composite est confiné (Figure 4-6). Le rapport entre la déformation maximale (sous confinement) et la déformation à l'initialisation de la fissure en compression uniaxiale est approximativement constant (Figure 4-6).

L'endommagement intervient pour des déformations plus petites. C'est avec le mélange de fibres métalliques et de poudre de pneumatiques que nous obtenons les déformations les plus petites. Elles varient entre 8% et 14% en fonction du confinement. Des fibres plus légères et en plus grande quantité permettent de rendre le composite plus ductile (Figure 4-6) mais moins que l'argile naturelle. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus

sur les rigidités des composites (Tableau 4-4). En effet, lorsque la rigidité diminue le composite devient plus ductile. En même temps sa déformation à l'initialisation de l'endommagement augmente pour un même pourcentage de fibres. Si cette remarque est vérifiée pour tous les composites testés, l'influence du pourcentage volumique des fibres sur le comportement du matériau semble plus difficile à montrer. En effet, pour une teneur en eau de 18%, une pression de confinement de 50kPa et un pourcentage de 6‰, une augmentation de 20% de la déformation maximale provoque une diminution de près de 20% de la contrainte maximale associée. Avec les mêmes paramètres et pour un pourcentage de 3‰, une décroissance de 20% de déformation maximale produit d'un incrément de 30% de la contrainte maximale.

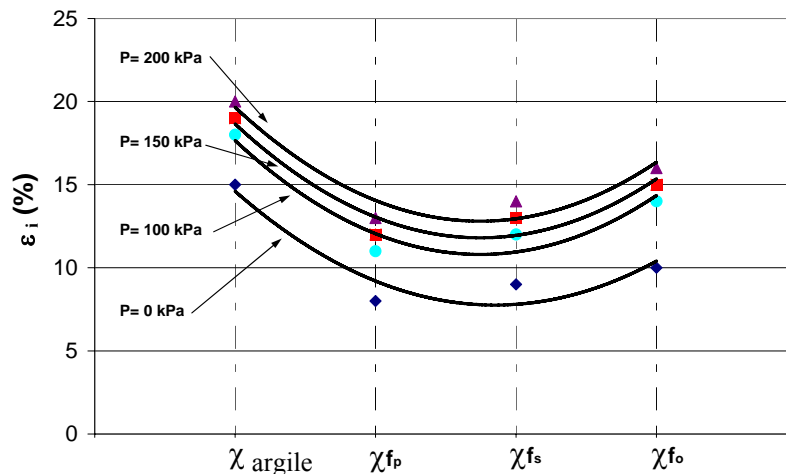


Figure 4-6 : Evolution de la déformation à l'initialisation de la fissure ($\chi_w = 3‰$, $w = 18\%$, $e_c = 100\%$).

D'une façon générale, pour les matériaux plastiques comme l'argile, les fissures apparaissent plus rapidement dans un échantillon avec des fibres. Cependant, la propagation des fissures est fortement réduite par la présence des fibres. En même temps une augmentation du pourcentage des fibres dans le mélange réduit la flexibilité de l'argile. Tous les auteurs référents sur le sujet, s'accordent à dire que les fibres limitent l'endommagement mais augmentent la résistance du matériau naturelle. Sans aucun renfort, la plupart des échantillons seraient ruinés avant d'atteindre la résistance maximale. Pour mesurer cette amélioration, une étude comparative, pic et post-pic de contrainte, a été faite.

4.4. Analyse pic et post-pic

La résistance maximale du composite augmente avec le confinement et dépend de la nature des fibres. Les résultats sont présentés dans la Figure 4-7. La contrainte maximale a été obtenue pour le mélange fibres-pneumatique et est égale à 640 kPa soit une augmentation de presque 40% par rapport à l'argile naturelle. C'est aussi avec ce mélange que le composite est le plus fragile. En conséquence une augmentation de la résistance maximale s'accompagne d'une diminution de ductilité et d'un changement de faciès de ruine. La Figure 4-7 montre un échantillon renforcé et non renforcé après un essai triaxial. Les deux spécimens ont été préparés avec la même argile et dans les mêmes conditions. L'échantillon renforcé présente une fissuration diffuse et non connectée. L'échantillon naturel présente une bande de cisaillement localisée (Figure 4-8).

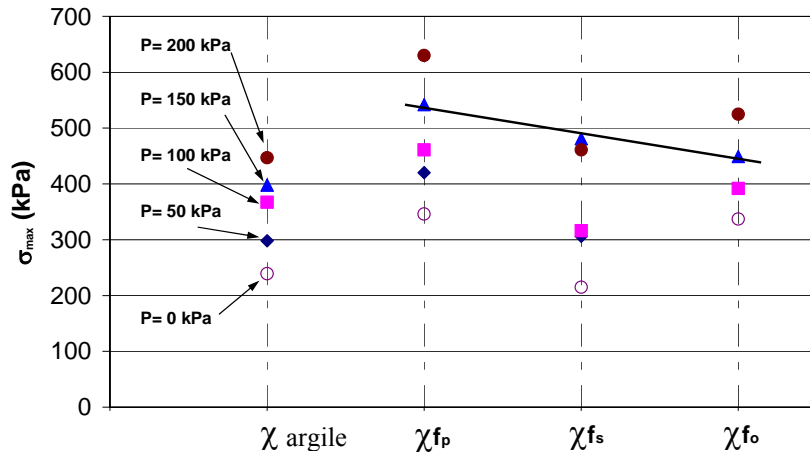


Figure 4-7 : Influence des renforcements fibreux sur la contrainte normale maximale ($\chi_w = 3\%$, $w = 18\%$, $e_c = 100\%$).

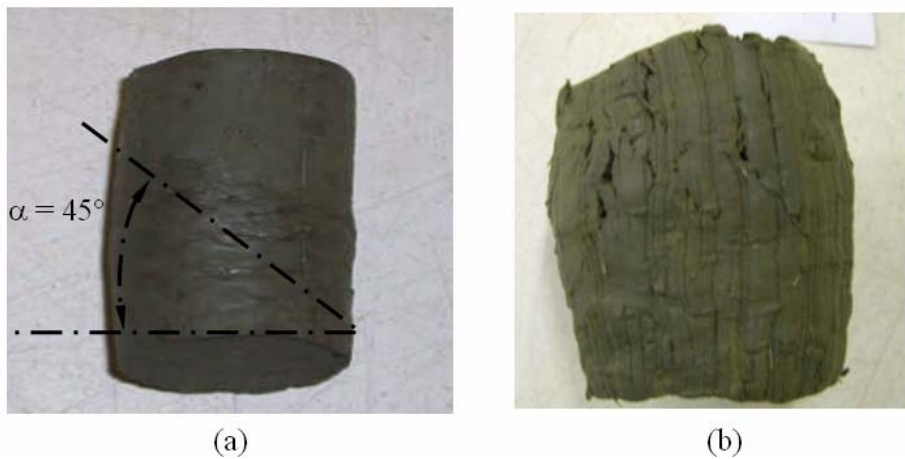


Figure 4-8 : Echantillons testés à l'appareil triaxial : a) argile naturelle, b) argile renforcée.

Pour mettre en évidence l'influence des fibres sur le comportement en contraintes (pic et post-pic) certains auteurs déterminent un indice de ductilité ou de fragilité [Consoli *et al.*, 2002] de la façon suivante :

$$I_B = 1 - \frac{\sigma_{rés}}{\sigma_{max}} \quad (4-4)$$

Dans cette expression, $\sigma_{rés}$ représente la contrainte résiduelle après l'endommagement du matériau (post-pic). L'indice de fragilité I_B est compris entre 0 et 1. Cet indice va permettre de mettre en évidence l'intérêt d'un renforcement en fonction du dosage et de la nature des fibres. Par exemple sur la Figure 4-9, l'indice de fragilité permet l'analyse de la transition entre le régime fragile et le régime ductile pour l'argile naturelle. Suivant les indications de la Figure 4-9, un incrément de la teneur en eau induit une décroissance dans l'indice de fragilité (l'indice est divisé en deux). Le comportement ductile de l'argile est obtenu pour des valeurs élevées de teneur en eau. Dans cette gamme, la rigidité de l'argile est comprise entre 2 et 5 MPa.

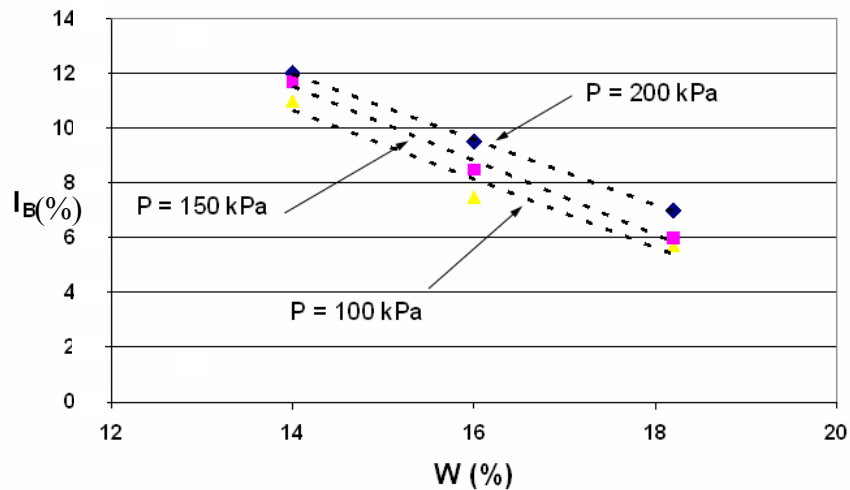


Figure 4-9 : Evolution de l'indice de fragilité en fonction de la teneur en eau de l'argile

Pour une argile renforcée, l'étude devrait prendre en compte la nature et la quantité des fibres. Pour le même rapport de forme ($\eta = 300$), l'influence de la nature des fibres est mise en évidence sur la Figure 4-10. Pour un pourcentage massique de 3‰, un changement de nature des fibres peut diviser l'indice de fragilité par deux. Quand le pourcentage volumique augmente, I_B diminue (Figure 4-10) en même temps que la rigidité du composite (Tableau 4-3). Le comportement le plus ductile sera obtenu avec le plus important pourcentage volumique (Figure 4-10). Parallèlement, pour un même renfort, une augmentation du confinement provoque une augmentation de I_B . Le matériau composite le plus fragile sera aussi celui qui sera le plus confiné (Figure 4-10).

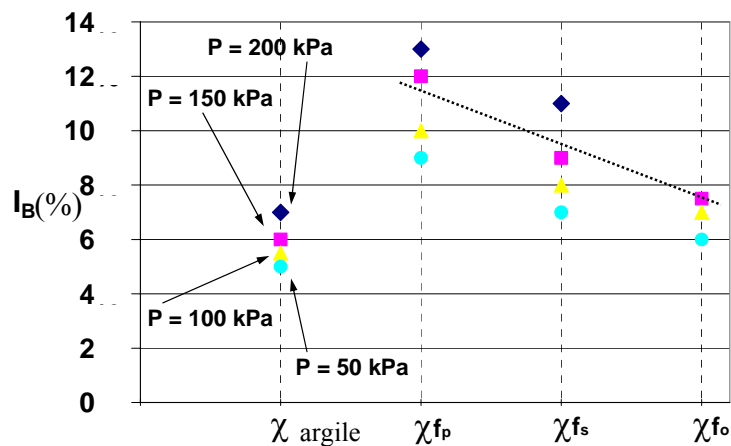


Figure 4-10 : Influence de la nature des fibres sur le matériau composite ($w = 18\%$, $\chi_w = 3\text{‰}$)

L'influence du pourcentage massique des fibres dans le composite est mis en évidence sur les Figure 4-11 et Figure 4-12. Pour ce paramètre (χ_w), les tendances ne sont pas les mêmes. Pour les mêmes fibres, une augmentation du dosage, en masse, provoque une augmentation de l'indice de fragilité. Lorsque le dosage augmente le matériau devient de plus en plus rigide donc fragile (Figure 4-11 et Figure 4-12). Il semblerait que l'évolution de I_B se stabilise au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage volumique pour atteindre une limite. Dans notre cas et sur les deux fibres testées (synthétiques et métalliques) cette limite est supérieure à $\chi_w = 6\text{‰}$.

⇒ Conclusion, l'indice de fragilité permet d'optimiser le dosage du composite, il présente donc un intérêt.

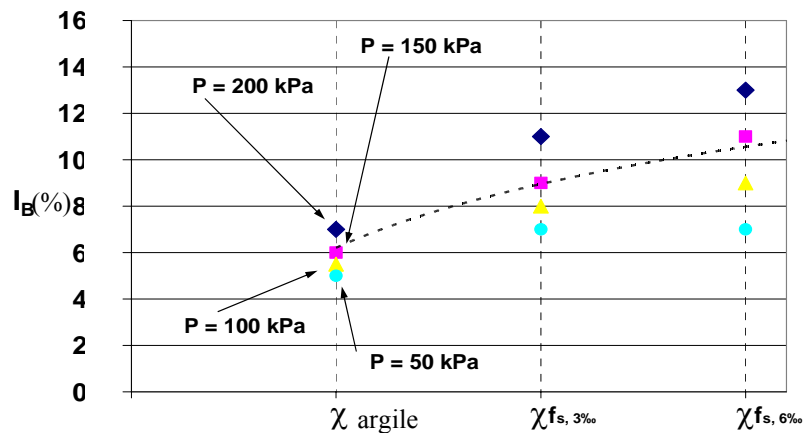


Figure 4-11 : Influence du dosage massique pour les fibres synthétiques ($w = 18\%$).

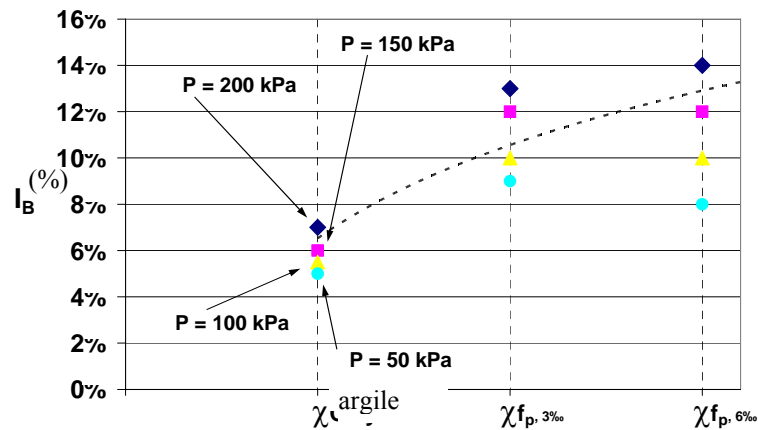


Figure 4-12 : Influence du dosage massique pour les fibres métalliques et la poudre de pneumatiques ($w = 18\%$).

Dans tous les cas, dans la gamme de la teneur en eau étudiée, l'argile renforcée produit un comportement plus fragile. Néanmoins, cette perte de ductilité est faible comparée au gain de rigidité obtenu. Comme mentionné par [Li et Zornberg, 2005], le gain peut atteindre 40%. De plus, ce renforcement argileux permettra de réduire la propagation des fissures dans les couvertures des installations de stockage de déchets en cas de tassements différentiels.

4.5. Conclusion et remarques

Deux aspects importants ont été abordés dans cette étude. Le premier concerne la nature et la quantité des renforcements fibreux et le deuxième concerne l'évaluation de l'indice de fragilité qui permet de rendre compte d'un comportement plus ou moins ductile. Cette étude a montré que :

- La rigidité du matériau augmentait avec le pourcentage de fibres. C'est avec des fibres métalliques que l'on obtient les plus grandes rigidités et les plus grandes résistances,

- L'angle de frottement apparent est fonction de la taille des fibres. Les frottements les plus importants sont obtenus pour les fibres les plus courtes,
- L'indice de fragilité permet d'analyser la transition entre un comportement fragile et un comportement ductile. Il est un bon indicateur pour optimiser le pourcentage massique des fibres dans le composite.

Dans tous les cas étudiés, avec des teneurs en eau supérieures aux teneurs en eau optimales, une argile renforcée présente un comportement fragile. La perte de ductilité peut atteindre 20%. Néanmoins, cette étude montre que le renforcement est une bonne solution dans le cas des couches d'argile. En effet, il permet d'augmenter la résistance de la couverture argileuse. Le matériau devient alors peut-être plus fragile mais il supporte sans se rompre des charges plus importantes. Cependant, la mise en œuvre d'un tel matériau sur site est plus difficile (car le matériau est plus rigide).

Quand à la résistance en traction du composite, nous n'avons pas pu réaliser des essais de traction sur nos matériaux. Nous pouvons cependant, faire référence aux travaux de [Ammeri et al., 2009] et [Camp et al., 2009]. Ces auteurs ont réalisé et analysé des essais de flexion 4 points sur une argile renforcée par des fibres. Des poutres (100 x 100 x 400mm) d'argile humide renforcée par des fibres de sisal ont été mises en flexion. Les pourcentages massiques des fibres utilisées sont compris entre 3‰ et 5‰. L'argile utilisée est compactée à 100% d'énergie de compactage. Les résultats montrent que l'effort maximum de flexion pour l'argile renforcée est deux fois plus grand que celui d'une poutre sans renforcement dans les mêmes conditions. La raideur en flexion est aussi multipliée par deux. L'endommagement de la poutre est localisé et la propagation des fissures est limitée par les fibres. Si nous étendons ces résultats à notre étude, nous pouvons penser que si l'effort de flexion à l'initialisation de la fissure est doublé dans le cas d'une poutre renforcée, la résistance à la traction de ce genre de matériau doit être, elle aussi, doublée. Comme déjà évoqué avant, la raideur en flexion est elle aussi doublée. En conséquence, le matériau devient plus rigide et il peut supporter sans se rompre des charges plus importantes. Si nous appliquons ces différentes considérations à l'argile de l'Aptien, nous pouvons estimer les caractéristiques principales d'une argile renforcée par des fibres de sisal. A titre d'exemple nous donnons dans le Tableau 4-5 les caractéristiques mécaniques d'une argile naturelle et d'une argile renforcée par des fibres de sisal dosée à $\chi_w = 3\text{‰}$.

	W (%)	R _c (kPa)	R _t (kPa)	E _{app} (MPa)
Argile Naturelle	18	220 (figure 4-7)	-13,4 (équation 3-19)	5 (équation 3-8)
Argile renforcée	18	330 (figure 4-7)	-26,8 (estimation)	10 (estimation)

Tableau 4-5 : Comparaison argile naturelle et argile renforcée par fibres de sisal à $\chi_w = 3\text{‰}$.

Cette étude préliminaire montre que le renforcement est une bonne solution dans le cas des couches d'argile en flexion. Ce renforcement permet d'augmenter la capacité portante de la couverture argileuse, même dans le cas de forte teneur en eau. Malheureusement, la mise en œuvre sur site d'un tel matériau est plus difficile (le composite est plus rigide et plus hétérogène). En conséquence, pour obtenir les mêmes garanties d'étanchéité, il faudra utiliser une énergie de compactage plus importante.

Chapitre 5. Expérience de soulèvement *in situ*

5.1. Introduction

La couverture argileuse des centres de stockage de déchets est l'élément majeur de la sécurité du centre. Elle doit posséder des caractéristiques mécaniques, hydrauliques et physiques suffisantes (notamment une très faible perméabilité $k < 10^{-9}$ m/s) pour garantir la pérennité de l'ouvrage. De nombreuses sollicitations contribuent à empêcher cet objectif dont l'une, non des moindres, est le tassement différentiel des déchets sous-jacent. Les massifs de déchets sont hétérogènes et contiennent toujours un volume important de vides. L'influence des tassements différentiels au sein des déchets sur la couverture de l'installation ISD-TFA peut être mise en évidence en soumettant la barrière argileuse à de la flexion. Celle-ci peut engendrer des fissurations dans l'argile et modifier sa perméabilité. Des essais expérimentaux ont été réalisés dans le cadre de la thèse de [Camp, 2008] afin de pouvoir estimer le niveau de ces fissurations. Pour une meilleure analyse de ces résultats, nous avons mis en œuvre une modélisation par la méthode des éléments discrets, décrite dans les chapitres suivants, qui permettra de reproduire les phénomènes observés en laboratoire et sur site. Compte tenu des difficultés expérimentales pour réaliser ces essais et pour interpréter les résultats, ces modélisations sont nécessaires.

5.2. Expérimentation en vraie grandeur sur site

5.2.1. Description des essais

[Camp, 2008] a réalisé un essai de soulèvement en vraie grandeur sur site. En effet, deux types d'essais peuvent être effectués, des essais de tassement (Figure 5-1) et des essais de soulèvement (Figure 5-2). Les essais de tassement ne permettent pas d'observer l'apparition des fissures ainsi que leurs évolutions dans la couche d'argile. Pour cette raison, seul l'essai de soulèvement a été réalisé sur site.

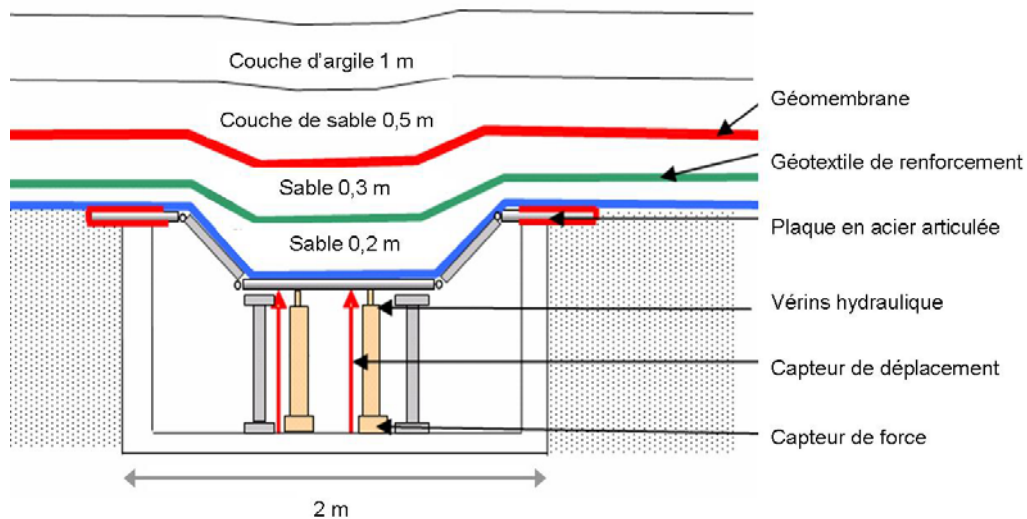


Figure 5-1 : Présentation de l'essai de tassement [Camp, 2008].

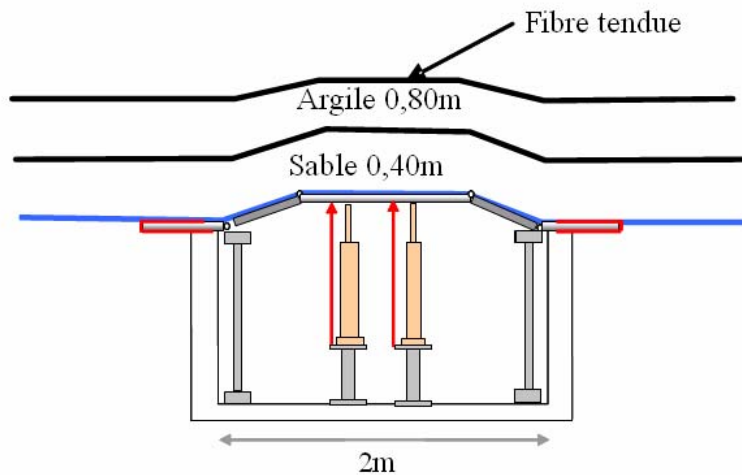


Figure 5-2 : Présentation de l'essai de soulèvement sur site [Camp, 2008].

L'essai de soulèvement permet d'observer l'initialisation et la propagation des fissures dans la couche d'argile au niveau de la fibre la plus tendue. Pour la réalisation de cet essai, une fosse en béton armé (2 m × 2 m × 10 m) a été construite sur le lieu du site de stockage (Figure 5-3). Une plaque métallique articulée de 2 m × 2 m est placée sur la fosse (Figure 5-4). Un système hydraulique à 4 vérins est installé dans la fosse pour déplacer vers le haut ou vers le bas la plaque métallique (Figure 5-5). Les vérins hydrauliques sont synchronisés pour assurer à la plaque le même déplacement sur toute sa surface. Une série de capteurs de déplacement (LVDT) et de capteurs de force est installée dans la fosse. Le déplacement vertical maximal de la plaque est de 25 cm.



Figure 5-3 : Fosse en béton armé avec emplacement de la plaque (à droite) [Camp, 2008]

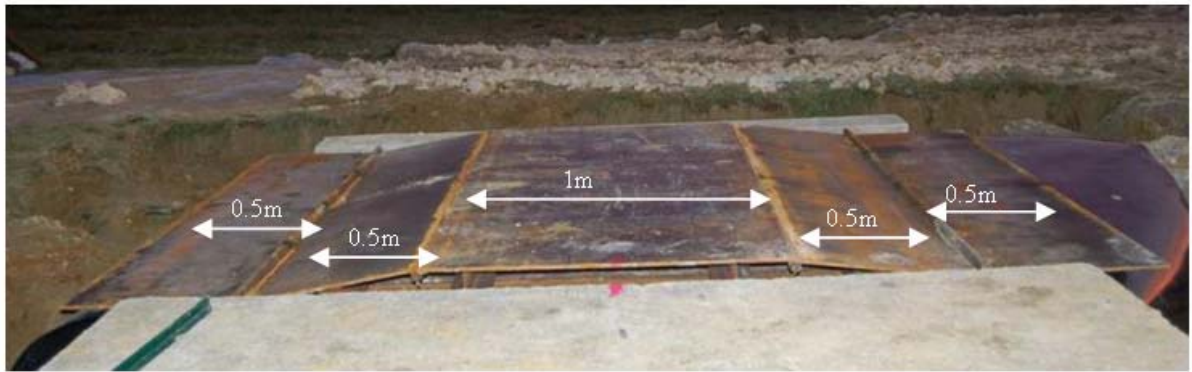


Figure 5-4 : Plaque métallique articulée [Camp, 2008].



Figure 5-5 : Emplacement des vérins sous la plaque d'essai [Camp, 2008].

Des marqueurs sont installés à la surface de la couche d'argile (Figure 5-6). Une série de photos, de cette surface, est réalisée en cours d'essai. L'analyse de ces photos permet de déterminer le champ de déplacements de la surface supérieure de la couverture argileuse. Après la mise en œuvre des matériaux, des tranchées sont réalisées autour de la planche d'essais, elles permettent de libérer la planche testée du reste de la structure et de pouvoir faire des observations.

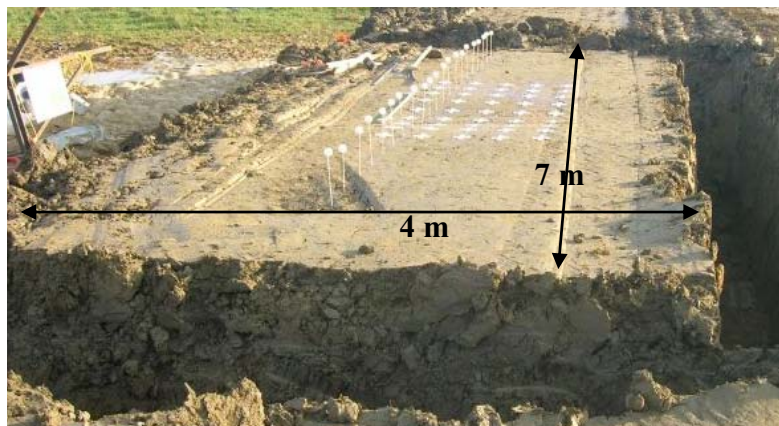


Figure 5-6 : Planche d'essai sur site [Camp, 2008]

L'argile utilisée pour ces tests est celle utilisée pour la couverture définitive du centre de stockage de déchets. Trois essais (T1, T2, T3) de soulèvement ont été réalisés (Tableau 5-1). Dans un premier temps, un géotextile est positionné sur la plaque métallique. Il permet d'éviter que les matériaux du sol ne remplissent la fosse lors du soulèvement de la plaque. Ce géotextile de séparation ne présente aucune résistance à la flexion. Suite à cette opération une couche de sable lâche est mise en place. Cette couche, existante dans les conditions réelles, permet de protéger le dispositif géotextile-géomembrane lors du compactage de la couche d'argile sus-jacente. Suite à cette opération, l'argile est répartie sur la couche de sable. Après un contrôle de la teneur en eau, cette argile est compactée en deux couches à l'aide d'un compacteur « pied dameur » (8 passages). La surface supérieure de la couche d'argile est ensuite « raclée » sur une dizaine de centimètre afin d'obtenir l'épaisseur désirée. Enfin un

compacteur à bille vient « lisser » la surface et re fermer les porosités. L'utilisation d'un compacteur type pied dameur permet une bonne adhérence entre les couches d'argile. Les caractéristiques des couches mises en œuvre sont rassemblées dans le Tableau 5-1.

		T1	T2	T3
Argile	w (%)	19.1	19	20.7
	e_c (%)	140	140	140
	γ_d (kN/m ³)	17.2	17.3	16.7
	γ_h (kN/m ³)	20.5	20.5	20.1
	S_r (%)	90.35	91.33	90.47
	Epaisseur : h_c (m)	0.6	0.8	0.9
Sable	γ_d (kN/m ³)	18	18	18
	e_c (%)	0	0	0
	Epaisseur : h_s (m)	0.5	0.2	0.2

Tableau 5-1 : Caractéristiques des planches d'essais sur site

On mesure pour chaque essai, la force appliquée F et le déplacement au niveau de chaque vérin sont enregistrés. Pour chaque planche, l'augmentation de la force est très rapide pour les 40 premiers millimètres de déplacement, puis la force diminue légèrement (Figure 5-7). Les résultats obtenus pour les 4 vérins lors d'une planche d'essai sont tout à fait comparables, ce qui témoigne d'une répartition des charges bien homogène. Les résultats permettent également de confirmer que la plaque reste bien horizontale lors de la montée des vérins.

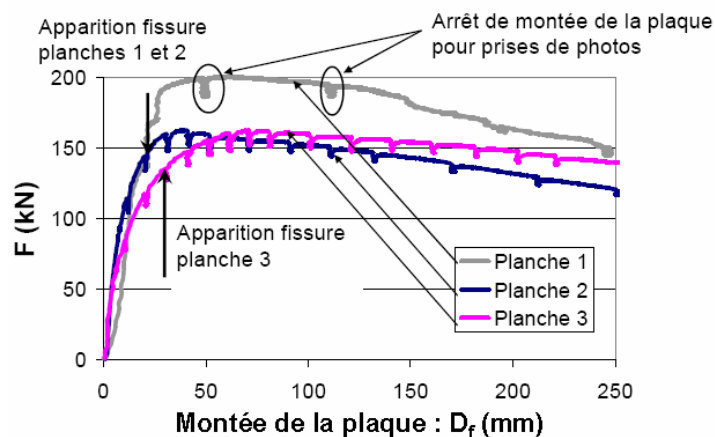


Figure 5-7 : Evolution de la charge totale F en fonction du déplacement de la plaque pour les 3 planches d'essais

5.2.2. Analyse des résultats des planches d'essai

Lors de la réalisation des essais, les déplacements de la surface de l'argile sont suivis par la prise de photos dans le plan (X, Y). Les tranchées réalisées autour de la plaque d'essai permettent d'analyser le déplacement de la couverture dans la direction Z. A la fin des essais, une coupe verticale est réalisée sur toute l'épaisseur de la couverture (sable + argile). Cette coupe permet d'apprécier la profondeur de pénétration des fissures et d'analyser le comportement aux interfaces.

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque $D_f = 0.25$ m), la planche T1 (Figure 5-8 et Figure 5-9) présente 2 fissures principales (1A et 1B). Elles sont verticales et situées approximativement au niveau des charnières de la plaque en acier. Ces fissures s'initient à partir de la surface de l'argile. Elles présentent une ouverture de 72 cm et une profondeur de 48 cm. Un décollement (1C) entre la couche d'argile et la couche de sable est mis en évidence de chaque côté de la plaque. Il présente une ouverture de 5 cm sur une longueur de 60 à 75 cm. A la base de la première couche d'argile, des fissures (1D) apparaissent. Ces fissures s'initient à l'interface argile / argile dans une zone en traction ou le matériau est confiné.

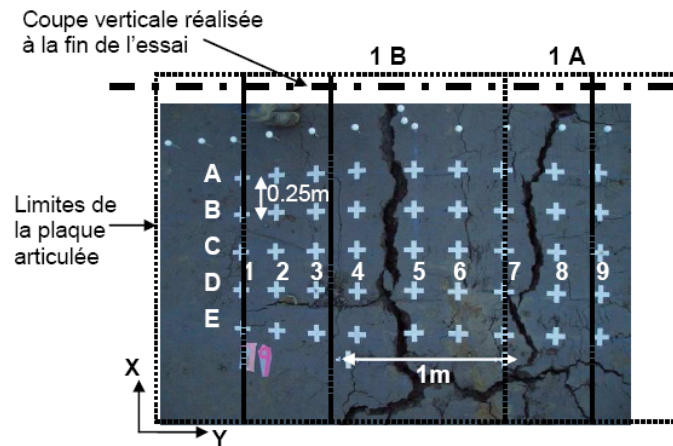


Figure 5-8 : Vue de dessus de la planche T1 à la fin de l'essai

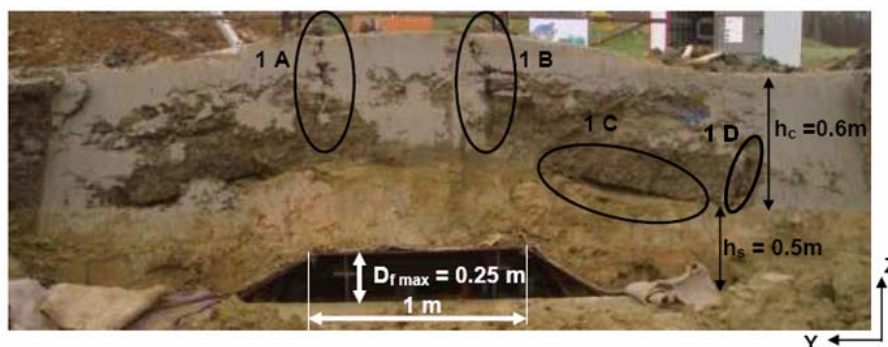


Figure 5-9 : Coupe verticale de la planche T1 à la fin de l'essai

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque $D_f = 0.25$ m), la planche T2 (Figure 5-10 et Figure 5-11) présente 2 fissures principales (2A et 2B) nettement ouvertes (ouverture de 40 cm, profondeur de 35 cm). Lors de l'essai, 2 autres fissures latérales (2E) (Figure 5-10 et Figure 5-11), moins ouvertes, apparaissent également. Une cavité (2C) se forme au sein de la couche d'argile, au dessus des premières charnières de la plaque métallique (ouverture de 7

cm et longueur de 60 cm). Aucune discontinuité entre la couche d'argile et la couche de sable n'est mise en évidence. Une fissuration (2D) se développe également à la base de la couche d'argile au niveau des charnières terminales de la plaque.

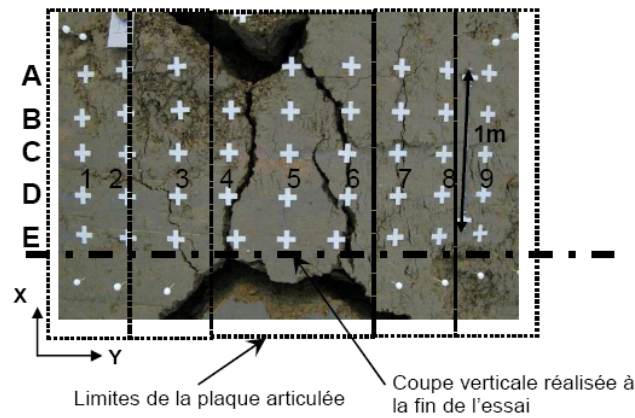


Figure 5-10 : Vue de dessus de la planche T2 à la fin de l'essai

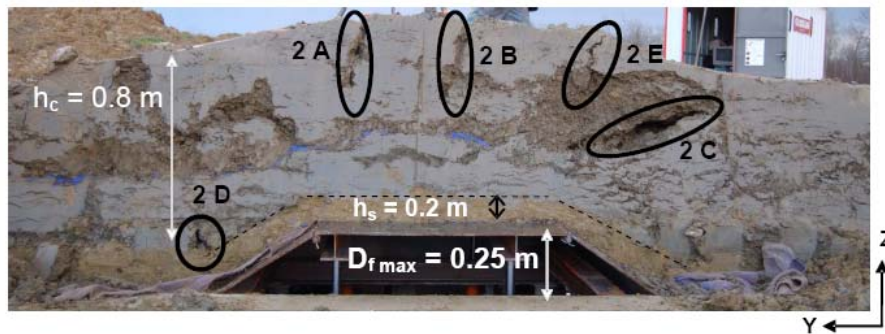


Figure 5-11 : Coupe verticale de la planche

A la fin de l'essai (déplacement de la plaque $D_f = 0.25$ m), la planche T3 (Figure 5-12 et Figure 5-13) présente en surface une unique fissure centrale nettement ouverte pour un déplacement de la plaque de 0.25 m. Cette fissure présente une ouverture de 15 cm sur une profondeur de 55 cm. Deux fissures latérales nettement moins importantes, au niveau des charnières centrales, sont tout de même visibles en vue de dessus. Aucune fissuration n'est visible à la base de la couche d'argile. Aucun décollement n'est mis en évidence aux interfaces.

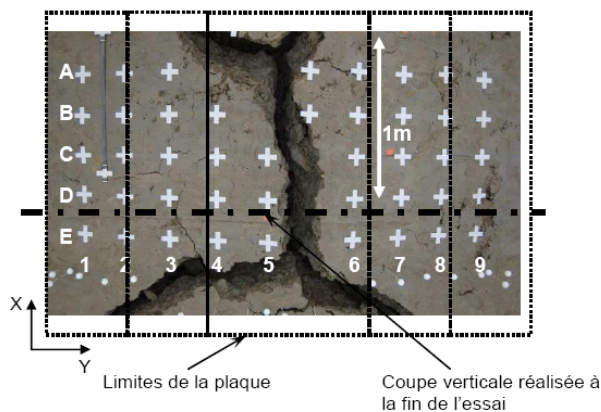


Figure 5-12 : Vue de dessus de la planche T3 à la fin de l'essai

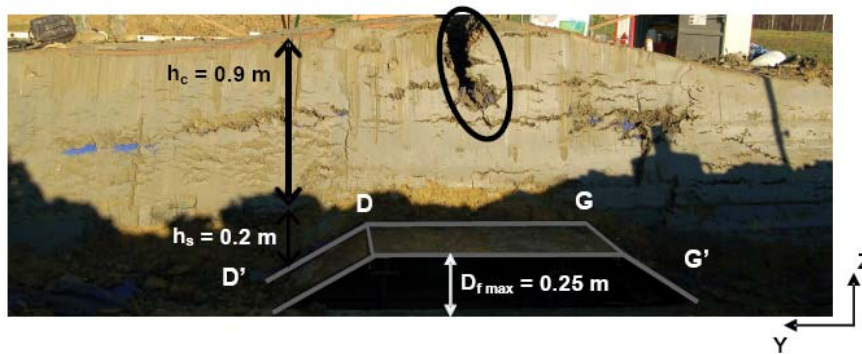


Figure 5-13 : Coupe verticale de la planche T3 à la fin de l'essai

Afin de suivre les développements des fissures à la surface de l'argile, quatre appareils photos ont été mis en service et positionnés à des endroits permettant de suivre les déplacements verticaux et latéraux de la surface. Des marqueurs (croix blanches) sont positionnés à la surface de l'argile afin de faciliter la surveillance des déplacements. Les photos ont été prises au cours de l'essai à chaque palier de 10 mm de montée de la plaque. Les images des essais sont ensuite analysées à l'aide du logiciel « Image J ». Il permet de définir le positionnement de chaque marqueur à chaque palier de déplacement. A partir de ces informations, il est possible de construire le champ de déplacements sur les coupes verticales des planches d'essais (direction Z). L'analyse du champ de déplacements des marqueurs dans le plan (X, Y) reste approximative car, par manque de moyens techniques *ad hoc*, le déplacement hors plan n'a pas été analysé.

Les résultats montrent une précision sur la détermination de la distance entre deux marqueurs de 0.06% (en X, Y) et une précision sur la détermination de l'altitude relative de 1 mm (en Z).

A titre d'exemple, nous donnons sur la Figure 5-14, le champ de déplacement vertical (dans la direction Z) de la fibre supérieure de la planche d'essai T3. Les profils ont été déterminés pour un déplacement de la plaque de 20, 50 et 80 mm. Les analyses ont été faites sur les marqueurs espacés de 300 mm à partir des photos prises dans la tranchée. La fissure sur la couche supérieure de l'argile apparaît pour un déplacement de la plaque compris entre 20 mm et 30 mm. Après cette valeur la fissure s'ouvre sur 1,2 m *i.e.* entre les marqueurs A et E (Figure 5-12).

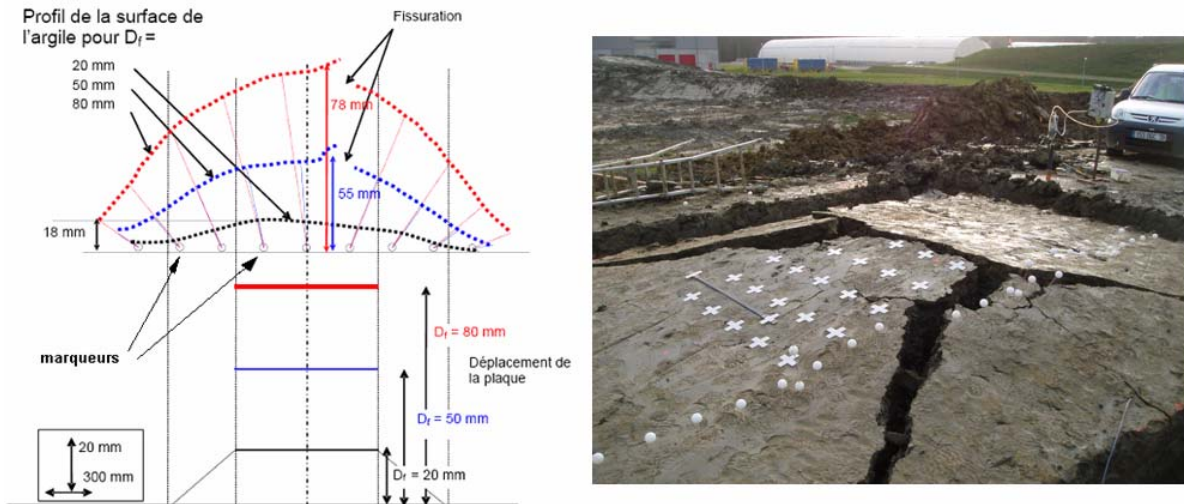


Figure 5-14 : Evolution du profil vertical de la planche d'essai T3

Une analyse du champ de déplacements dans le plan (X,Y) permet de déterminer le champ de déformations. Les résultats de cette analyse, sur la planche d'essai T3, sont rassemblés dans le Tableau 5-2. Ces informations sont, par la suite, comparées aux résultats analysés sur la coupe verticale en fin d'essai (entre les marqueurs D et E, Figure 5-12).

Marqueurs	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
$D_f = 10 \text{ mm}$	$\varepsilon (\%)$							
Ligne A	0.23	-0.10	-0.24	-0.70	-0.38	-0.24	0.07	0.22
Ligne B	0.25	-0.08	-0.45	-0.69	-0.56	-0.12	0.04	0.33
Ligne C	0.16	-0.00	-0.41	-0.61	-0.55	-0.18	0.10	0.16
Ligne D	0.26	-0.06	-0.54	-0.54	-0.55	-0.21	0.17	0.14
Ligne E	0.21	-0.01	-0.52	-0.41	-0.48	-0.10	0.08	0.07
Moyenne	0.22	-0.05	-0.43	-0.59	-0.50	-0.17	0.08	0.18
$D_f = 30 \text{ mm}$ (initialisation fissure)	$\varepsilon (\%)$							
Ligne A	0.67	-0.10	-0.82	-3.44	-1.06	-0.97	0.50	0.84
Ligne B	0.75	0.02	-1.35	-3.39	-1.53	-0.59	0.35	1.00
Ligne C	0.89	-0.01	-1.62	-2.34	-2.30	-0.68	0.56	0.80
Ligne D	0.87	0.09	-1.60	-2.05	-2.50	-0.69	0.69	0.73
Ligne E	0.83	0.09	-2.00	-1.64	-2.02	-0.48	0.48	0.74
Moyenne	0.80	0.02	-1.48	-2.57	-1.88	-0.68	0.52	0.82

Tableau 5-2: Evaluation du champ de déformation dans le (X,Y) pour la planche d'essai T3

Les fissurations à la surface de l'argile apparaissent pour des faibles déplacements de la plaque métallique (T1 : $D_f = 20 \text{ mm}$, T2 : $D_f = 20 \text{ mm}$, T3 : $D_f = 30 \text{ mm}$). Les distorsions correspondantes sont déterminées à partir de l'équation (5-1) ci-dessous et sont équivalentes à 0,02 pour les essais T1 et T2 et équivalente à 0,03 pour l'essai T3. Ces valeurs sont faibles comparées à celles trouvées dans la littérature pour des tassements différentiels mesurés en surface ([Daniel, 1992], [Jessberger et Stone, 1991], [Viswanadham et Mahesh, 2002]).

$$\delta_i = \frac{2 \times D_f}{L_0} \quad (5-1)$$

avec L_0 est la longueur de la fibre supérieure initiale de la couche d'argile.

A partir d'observations *in situ* ou d'essais expérimentaux, ces auteurs trouvent des distorsions comprises entre 0,05 et 0,4. Néanmoins, les conditions de sollicitations ne sont pas identiques. Dans le cas des planches d'essais réalisées, la fibre supérieure de l'argile est non confinée. Ces conditions de sollicitations sont plus critiques que dans le cas d'un

confinement, ce qui pourrait expliquer la faible valeur de la distorsion. L'analyse des champs de déplacements dans le plan (X, Y) et sur la coupe verticale, permet d'estimer la déformation moyenne de la fibre tendue à l'apparition de la fissure. Ces déformations sont de -0,3% pour les planches T1 et T2 et de -0,6% pour la planche T3. Le Tableau 5-3 fait la synthèse des résultats des essais *in situ*.

	T1	T2	T3
Caractéristiques à l'initialisation de la fissure en surface			
D_f (m)	0,02	0,02	0,03
δ	0,02	0,02	0,03
ε_i (%)	-0,3	-0,3	-0,6
Caractéristiques à la fin de l'essai			
D_f (m)	0,255	0,255	0,255
δ	0,25	0,25	0,25
F (kN)	200	159	161
Caractéristiques des fissures			
Nombre	2 verticales	2 verticales	1 centrale
Ouverture (m)	0,07	0,09	0,15
Profondeur (m)	0,48	0,35	0,55

Tableau 5-3 : Synthèse des résultats expérimentaux des planches d'essai sur site

Il faut noter que seul l'essai T3 a été analysé en détails. Cependant les caractéristiques des matériaux sont très proches pour les trois planches d'essai (Tableau 5-4). La différence principale réside dans les épaisseurs des couches qui ont été mises en œuvre.

	Argile (T1, T2, T3)	Sable
Energie équivalente de compactage	140%	0%
w teneur en eau moyenne (%)	19.6	0
γ_d poids volumique sec moyen (kN/m ³)	17.1	18
γ_h poids volumique humide moyen (kN/m ³)	20.2	/
c_{app} cohésion apparente moyenne (kPa) (issue de l'équation de la Figure 3 – 26)	74.2	0
ϕ_{app} angle de frottement apparent (°) (argile : valeur moyenne donnée par [Camp, 2009])	2.8	31
Module d'Young (MPa) - traction et compression pour les 3 planches d'essai (argile : valeur moyenne donnée par [Camp, 2009])	3	13
R_c Résistance en compression pour les 3 planches d'essai (kPa) (argile : valeur moyenne donnée par [Camp, 2009])	164	
R_t Résistance en traction pour les trois planches d'essai (kPa) (issue de l'équation (3 – 28))	- 15.6	
Rapport R_c/R_t pour les trois planches d'essai	- 10.51	

Tableau 5-4 : Caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile et du sable

5.3. Conclusion sur les essais en vraie grandeur sur site

L'essai de soulèvement ne reproduit pas vraiment toutes les conditions de sollicitations réelles notamment en cas de tassement des déchets. En particulier dans l'essai de soulèvement la fibre supérieure de la couche d'argile n'est pas confinée. Ces conditions de sollicitation sont plus critiques qu'en cas de confinement de l'argile, ce qui explique la faible valeur de distorsion à l'initialisation de la fissure. Cependant ces essais ont été exploités et montrent que pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 3\%$, plusieurs fissures importantes sont créées et développées à travers l'épaisseur de la couche argileuse. Dans ce cas de teneur en eau, un décollement a été mis en évidence entre la couche de sable et la couche d'argile au sein même de l'argile. Pour les teneurs en eau plus élevée ($w_{opt} + 4.5\%$), une fissure unique se développe en surface et aucun décollement n'est observé.

⇒ *A la fin des essais ($D_f = 0.25\text{ m}$) l'argile semble moins endommagée pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 4.5\%$ (une fissure) que pour des teneurs en eau de $w_{opt} + 3\%$ (deux fissures). Les caractéristiques mécaniques des matériaux étant très proches une explication doit être trouvée dans l'épaisseur des couches mises en œuvre. Ce résultat devra être confirmé physiquement et numériquement.*

Partie II : Modélisation numérique

Chapitre 6. Modélisation numérique par la méthode des éléments discrets

6.1. Introduction

La modélisation numérique du comportement d'un sol est née au début du XX^{ème} siècle et s'est considérablement développée suite aux progrès des techniques informatiques. Elle repose sur la mise en œuvre de modèles théoriques servant à étudier le fonctionnement et les propriétés d'un milieu ou d'un système modélisé et à en prédire son évolution. Plusieurs techniques de simulation sont classiquement utilisées : les méthodes continues par éléments finis ou différences finies et les méthodes particulières par éléments discrets.

La méthode des éléments finis (FEM) basée sur une approche de milieu continu permet de considérer des ouvrages dans leur globalité. Le milieu continu est « idéalisé » par la subdivision d'un nombre fini d'éléments dont le comportement est représenté par un nombre fini de paramètres. La solution du problème global, obtenu par assemblage des éléments, est fonction des conditions aux limites imposées.

En réalité, parmi les milieux qui nous entourent, un grand nombre porte naturellement un caractère divisé tels que les milieux granulaires. D'autres présentent ce caractère divisé suite à des sollicitations appliquées, parfois localement ou de façon évolutive : usure, fracture, fissuration, etc. La modélisation numérique de ces milieux par la FEM s'avère difficilement adaptable.

Que ce soit pour décrire l'évolution macroscopique d'un milieu sous grandes déformations ou son comportement microscopique suite à des localisations de la déformation post rupture, il faut être capable de décrire avec précision le caractère discontinu du milieu. C'est pour ces raisons que les méthodes d'éléments discrets ou distincts (DEM) ont été développées.

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous souhaitons avec un modèle discret rendre compte du comportement mécanique en flexion des matériaux cohésifs comme les argiles (traction et compression). Dans un premier temps le modèle numérique sera calibré par rapport à des essais expérimentaux de laboratoire puis appliqué à des expérimentations en vraie grandeur. L'intérêt du modèle numérique est qu'il permet de reproduire dans des conditions idéalisées des essais ou des expérimentations qu'il est difficile de mener. Le code de calcul par éléments discrets utilisé est le logiciel commercial PFC^{2D} (Particle Flow Code in Two Dimensions) développé par Itasca [Itasca, 1999].

6.2. Méthode des éléments discrets.

Les méthodes des éléments discrets permettent de déterminer le comportement d'un ensemble de particules à partir des forces de contact exercées sur chacune d'elles. Elles

prennent en compte explicitement le caractère granulaire du matériau, et non le comportement du milieu dans son ensemble, comme c'est le cas avec la méthode des éléments finis. Plusieurs approches existent dont celles basées sur le principe de la dynamique moléculaire. Cet outil permet de modéliser le mouvement et les interactions entre particules rigides, à partir de lois de contact inter-particulaire.

Dans le logiciel PFC^{2D} les particules élémentaires sont des disques qui peuvent être associés entre eux pour générer des éléments de formes complexes. De telles formes sont nécessaires pour rendre compte, par exemple, du comportement fortement frottant des sables ou des matériaux grossiers (des particules sphériques engendrent des rotations excessives qui ne permettent pas d'atteindre des niveaux de résistance élevés).

L'algorithme général de calcul est illustré dans la Figure 6-1. Il consiste en l'alternance successive des lois du mouvement appliquées à chaque particule et des lois force – déplacement appliquées à chaque contact. Les contacts, qui peuvent exister entre deux disques ou entre un disque et la paroi, sont établis ou supprimés au gré du calcul. Au début de chaque pas de temps, l'ensemble des contacts est mis à jour en fonction de la position relative des particules entre elles ou avec les parois. La loi de contact est appliquée à chaque contact ce qui permet de déduire et de mettre à jour les forces du contact. La loi de mouvement est ensuite appliquée à chaque particule pour réinitialiser sa vitesse et sa position. Le processus itératif est reconduit jusqu'à l'obtention de la solution recherchée.

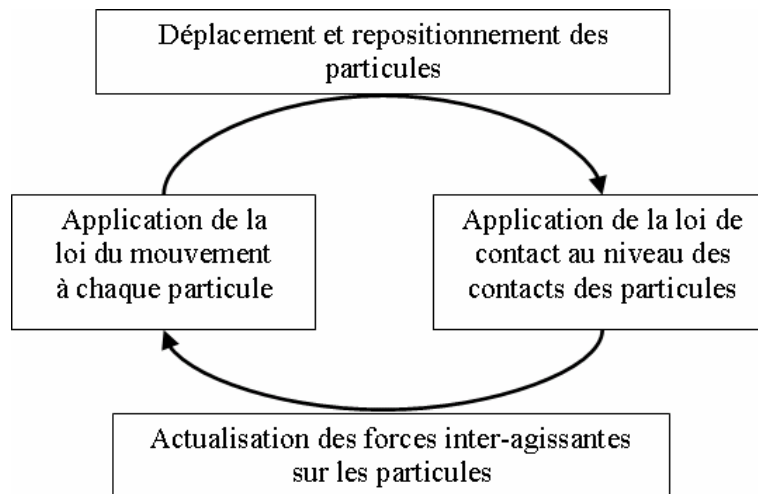


Figure 6-1 : Algorithme de calcul du logiciel PFC^{2D}

6.2.1. Loi de mouvement

Le mouvement d'une particule rigide simple est régi par les vecteurs forces et moments résultants qui lui sont appliqués. Ce mouvement peut être décomposé en un mouvement de translation du centre de masse et de rotation de la particule. Le mouvement de translation est décrit par la position, x_i , la vitesse, \dot{x}_i , et l'accélération \ddot{x}_i du centre de masse de la particule, le mouvement de rotation est décrit par la vitesse angulaire, ω_i et l'accélération angulaire $\dot{\omega}_i$ de la particule.

L'équation fondamentale de la dynamique relative au mouvement de translation s'écrit :

$$F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) \quad (6-1)$$

avec :

- F_i : la composante dans la direction i des forces extérieures agissant sur la particule,
- m : la masse de la particule considérée,
- g_i : la composante dans la direction i de la gravité.

L'équation relative au mouvement de rotation peut être exprimée sous la forme :

$$M_i = I_i \times \dot{\omega}_i \quad (6-2)$$

avec :

- M_i : la composante dans la direction i du moment résultant agissant sur la particule,
- $\dot{\omega}_i$: la composante dans la direction i de l'accélération angulaire,
- I_i : la composante dans la direction i du moment d'inertie de la particule.

Pour éviter qu'un assemblage de particules peu dissipatif n'oscille indéfiniment autour de sa position d'équilibre il est nécessaire d'introduire de l'amortissement. Dans le logiciel PFC^{2D}, l'une des solutions proposées pour introduire de la dissipation réside dans l'utilisation d'un coefficient α , dit coefficient d'amortissement local, qui intervient dans l'équation du mouvement sous la forme d'une force résistive F_i^d .

$$(F_i + F_i^d) = m(\ddot{x}_i - g_i) \quad (6-3)$$

avec :

$$F_i^d = -\alpha |F_i| \times \text{sign}(v_i) \quad (6-4)$$

$$v_i = \begin{cases} \dot{x}_i, & i = 1, 2 \\ \omega_3 & \end{cases} \quad (6-5)$$

et : $\text{sign}(v_i)$ égal à 1 quand v_i est positif, -1 quand v_i est négatif et 0 quand v_i est nul.

La force résistive F_i^d s'oppose au déplacement des particules et contribue à sa stabilisation. Par défaut, une valeur du coefficient d'amortissement local de 0,7 est proposée par le logiciel PFC^{2D}.

6.2.2. Loi de contact des particules

Les lois de contact relient les déplacements relatifs (normaux ou tangentiels) et les efforts d'interaction agissant entre les particules en contact (deux particules entre elles ou bien entre une particule et une paroi). Pour optimiser les temps de calcul liés à la détection des contacts, les particules considérées sont le plus souvent constituées de disques en deux dimensions ou de sphères en trois dimensions. Les particules sont supposées indéformables mais peuvent s'interpénétrer légèrement pour traduire une certaine élasticité du contact. Les déformations locales des grains au niveau du contact sont supposées petites en comparaison de leur taille. A noter qu'une modélisation réaliste des déformations des particules serait bien trop compliquée à mettre en œuvre, il est donc supposé que l'interaction inter particulaire se fait sous la forme de l'interpénétration des deux particules en contact.

Dans le logiciel PFC^{2D}, plusieurs lois de contact prédéfinies peuvent être utilisées dans le but d'obtenir une large gamme de comportements et de modéliser ainsi au mieux les phénomènes physiques. Nous présentons ci après la loi de base que nous avons utilisée dans un premier temps pour nos simulations numériques. Celle-ci sera adaptée et modifiée par la suite pour mieux rendre compte du comportement en traction et en compression des sols cohésifs comme les argiles étudiées dans ce travail.

Dans le modèle de base, deux particules sont supposées en contact si la distance entre les centres des deux disques en contact est inférieure à la somme des deux rayons (Figure 6-2). Le vecteur force au contact entre ces particules, F_i peut être décomposé en une composante normale F_i^n et une composante tangentielle F_i^s :

$$F_i = F_i^n + F_i^s \quad (6-6)$$

La relation entre la composante normale F^n (exprimée en N) et l'interpénétration normale U^n (m) est élastique linéaire :

$$F^n = K^n U^n \quad (6-7)$$

Sur un pas de temps donné Δt , l'incrément de la force de cisaillement ΔF^s (exprimé en N) est relié à l'incrément de déplacement tangential par la relation :

$$\Delta F^s = -K^s \Delta U^s \quad (6-8)$$

avec:

- K^n : la raideur normale du contact,
- K^s : la raideur tangentielle du contact,
- U^n : le recouvrement au point de contact dans la direction normale,
- ΔU^s : l'incrément de déplacement tangential au contact.

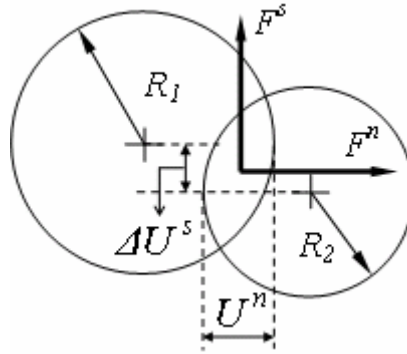


Figure 6-2 : Paramètres d'interaction entre deux particules

Entre deux particules, la raideur normale et la raideur tangentielle du contact sont définies par :

$$K^n = \frac{k_n^{(1)} \cdot k_n^{(2)}}{k_n^{(1)} + k_n^{(2)}} \quad (6-9)$$

$$K^s = \frac{k_s^{(1)} \cdot k_s^{(2)}}{k_s^{(1)} + k_s^{(2)}} \quad (6-10)$$

avec $k_n^{(i)}$ et $k_s^{(i)}$ les raideurs normale et tangentielle caractéristiques du disque (i) en (N/m).

Deux critères de rupture sont pris en considération dans la loi de contact de base : un critère de rupture en traction et l'autre en cisaillement.

Quand un contact est sollicité en traction, on admet qu'il y a rupture du contact, et donc séparation des particules lorsque la force normale au contact F_n tend à dépasser une valeur seuil notée C_n (exprimée en N). Dans ce cas, plus aucune force d'interaction normale ou tangentielle, n'est prise en considération au niveau du contact ($F_n = F_s = 0$).

La force tangentielle au contact F_s est bornée (équation (6-11)) par la plus grande des deux valeurs: C_s (exprimée en N) et $F_n \cdot \mu$ (μ étant le coefficient de frottement microscopique au contact). Lorsque la valeur limite $F_{s(\max)}$ est atteinte, le lien cohésif (lié à C_s) est rompu même si le contact frottant persiste. Dans ce cas la constante C_s est supposée égale à zéro.

$$F_s < \text{Max} \{C_s ; F_n \cdot \mu\} \quad (6-11)$$

Les valeurs de C_n et C_s au point de contact entre deux disques de rayon R_1 et R_2 sont définies par :

$$C_n = a_n \times R \quad (6-12)$$

$$C_s = a_s \times R \quad (6-13)$$

où : R est le plus petit rayon des disques en contact ($R = \min[R_1, R_2]$), a_n l'adhérence normale (N/m) et a_s l'adhérence tangentielle du contact (N/m).

Les paramètres d'interaction pour la loi de base sont donc au nombre de cinq : $k_n^{(i)}$ et $k_s^{(i)}$ les raideurs normale et tangentielle des particules, a_n , a_s et μ , respectivement l'adhérence normale, l'adhérence tangentielle et le coefficient de frottement microscopique du contact.

6.3. Procédures numériques spécifiques à la MED

6.3.1. Introduction

Le comportement macroscopique d'un assemblage de particules est fonction de nombreux paramètres comme la forme des particules, la granulométrie, la densité du milieu granulaire, les paramètres de contact et les critères de rupture. A ce jour, il n'existe pas de relation directe qui lie les paramètres du modèle aux paramètres macroscopiques du sol à modéliser : une phase de calibration du modèle est donc nécessaire avant de traiter une application.

Dans le cadre de ce travail de thèse, le comportement macroscopique de l'assemblage granulaire sera défini par des simulations numériques d'essais de laboratoires établis dans des conditions aux limites contrôlées (essais triaxiaux, essais de traction directe et essais de compression simple). On établira une enveloppe de rupture macroscopique du matériau testé.

Dans ce type d'approche, on ne cherche pas à modéliser, que ce soit pour les matériaux granulaires ou les matériaux cohésifs, ni la forme réelle des grains, ni la distribution granulaire, ni bien évidemment leur nombre. On cherche en revanche, à l'aide d'un modèle numérique simple mettant en œuvre un nombre restreint de paramètres, à reproduire sous différents chemins de chargement le comportement macroscopique du matériau que l'on souhaite modéliser. L'intérêt du modèle discret est qu'il permet de mettre en évidence des mécanismes de localisation, de fissuration ou de rupture avec des modèles d'interaction ou de comportement simple. Les difficultés majeures sont liées aux temps de calcul parfois importants et à la prise en main du logiciel qui reste délicate.

6.3.2. Mise en place des particules

Afin d'obtenir des caractéristiques mécaniques fiables et reproductibles d'un échantillon à l'autre, il est primordial d'adopter une technique de réalisation de l'échantillon qui garantisse l'isotropie et l'homogénéité du matériau.

[Chareyre and Villard, 2003] ont développé une méthode numérique de mise en œuvre des particules, reproductible d'un échantillon à l'autre, appelée ERDF (Expansion de Rayon de Diminution de Frottement), qui engendre une gestion précise de la porosité finale de l'échantillon tout en garantissant l'homogénéité et l'isotropie du matériau.

Compte tenu que la forme des particules du modèle numérique s'éloigne parfois de la forme des grains réels, les porosités numériques ne peuvent pas être corrélées directement aux

porosités réelles des matériaux que l'on souhaite modéliser. Pour établir une correspondance entre les états de densité numériques et expérimentaux, la notion de densité relative a donc été introduite.

Dans la méthode ERDF, les éléments sont générés aléatoirement à taille réduite dans un volume donné (délimité par des parois non frottantes) avec des propriétés micromécaniques fixes. Ils sont grossis jusqu'à atteindre une contrainte faible sur les parois de l'ordre de 1 kPa. Le frottement microscopique μ_0 entre les particules est ensuite diminué et le diamètre des éléments augmenté pour maintenir la contrainte sur ces parois jusqu'à atteindre la porosité recherchée. Les propriétés micromécaniques réelles du milieu à tester (paramètres d'adhérence et frottement microscopique μ) peuvent alors être affectées. Après la mise en œuvre, l'état d'homogénéité de l'échantillon est constaté via l'isotropie de la distribution de contact. L'échantillon est en général, caractérisé par son état de densité, et par un nombre de coordinations qui représente le nombre de contacts moyen par élément.

La densité relative DR d'un assemblage de particules (mise en œuvre à une porosité n) permet de situer l'état de densité du matériau entre l'état lâche ou dense. Elle est définie par l'équation (6-14) où n_{\max} et n_{\min} représentent respectivement les porosités maximale et minimale de l'échantillon. Dans la méthode ERDF, l'état dense du matériau (porosité minimale) est atteint en fin de procédure lorsque le frottement microscopique entre les particules est nul ($\mu_0 = 0$). L'état lâche (porosité maximale) est atteint lorsque le frottement microscopique entre les particules est égal au frottement microscopique réel du matériau numérique à modéliser ($\mu_0 = \mu$).

$$DR = \frac{(n_{\max} - n)(1 - n_{\min})}{(n_{\max} - n_{\min})(1 - n)} \quad (6-14)$$

Afin d'illustrer et de tester les procédures de calcul utilisées et la capacité du modèle discret à rendre compte du comportement d'un matériau granulaire cohésif nous présentons dans ce chapitre les résultats des simulations numériques (compression simple, traction et essai biaxial) obtenus sur un assemblage de particules type. Les échantillons numériques testés sont constitués de 5000 disques de diamètre d compris entre d_1 et d_2 ($d_2/d_1=2,3$) répartis uniformément suivant deux classes granulaires : 60% des particules ont un diamètre compris entre d_1 et $d_2/2$ et 40% un diamètre compris entre $d_2/2$ et d_2 . De nombreux auteurs ([Chevalier, 2008], [LeHello, 2007], [Salot, 2007]) ont montré qu'à partir d'une valeur suffisamment grande, le nombre de particules n'influence plus ou pas beaucoup la réponse macroscopique du modèle. Pour un modèle en 2D composé de 5000 éléments, la dispersion sur les résultats macroscopiques reste faible.

Les paramètres micromécaniques de contact retenus pour les simulations numériques sont donnés dans le Tableau 6-1. Plusieurs échantillons numériques ont été mis en œuvre à différentes porosités suivant la procédure ERDF décrite précédemment, pour en déterminer les porosités minimales (15,9) et maximales (18,4). Pour une même porosité trois échantillons similaires mais différents, compte tenu du caractère aléatoire de la distribution spatiale initiale des particules, ont été réalisés. Par la suite le matériau numérique a été testé à des états de densité maximale.

Paramètres microscopiques	Valeurs
k_n (kN/m)	20.10^3
k_s (kN/m)	20.10^3
μ	0,2
a_n (kN/m)	400
a_s (kN/m)	400

Tableau 6-1 : Paramètres micromécaniques du modèle discret

6.3.3. Simulation d'un essai de compression simple

L'essai de compression simple consiste en l'application d'une contrainte verticale σ_1 sur l'échantillon jusqu'à l'obtention de la rupture. Celle-ci est appliquée à l'échantillon par deux parois horizontales qui se déplacent verticalement à vitesse constante. Les forces d'interaction entre les parois et les particules permettent de définir une contrainte verticale moyenne. Les déplacements relatifs des deux parois permettent d'obtenir une déformation verticale moyenne ε_1 .

Un exemple de simulation d'un essai de compression simple est donné, pour le matériau de référence défini précédemment et mis en œuvre à la porosité minimale, sur les Figure 6-3 et Figure 6-4. On donne la courbe du comportement mécanique de l'échantillon sur le plan de la contrainte axiale (σ_1) en fonction de la déformation axiale (ε_1). On peut déduire de cette courbe une valeur du module d'Young (E , exprimé en MPa) qui représente la rigidité apparente du matériau. On peut aussi observer le mode de rupture du matériau ainsi que l'état de fissuration de l'échantillon après la rupture (les ruptures par traction ou cisaillement des contacts des particules sont différenciées par des couleurs différentes). Les résultats présentés sur trois échantillons de 5000 particules font apparaître une bonne répétitivité des résultats en terme de comportement élastique ou de mode de rupture qui pour l'application présentée est très localisée. Pour le jeu de paramètres retenu le module d'élasticité du matériau en compression est de $E= 8$ MPa, la résistance à la compression $R_c = 195$ kPa et la déformation à la rupture $\varepsilon_{\max} = 2.6\%$.

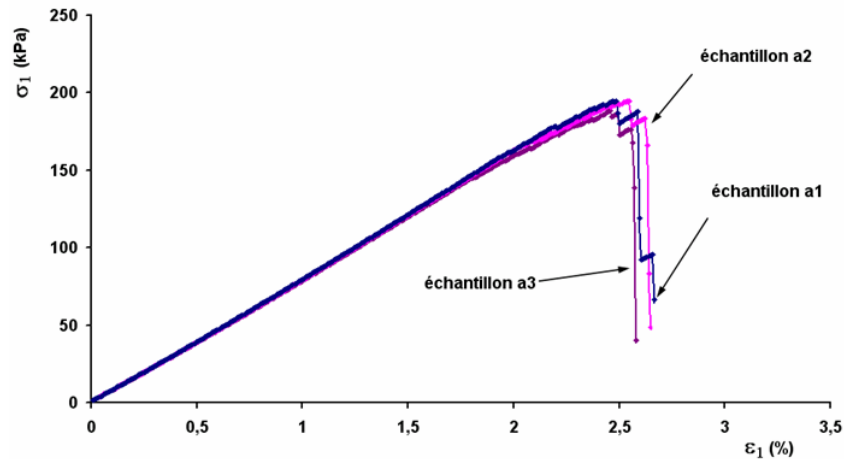


Figure 6-3 : Résultats types d'une simulation numérique sur un essai de compression simple

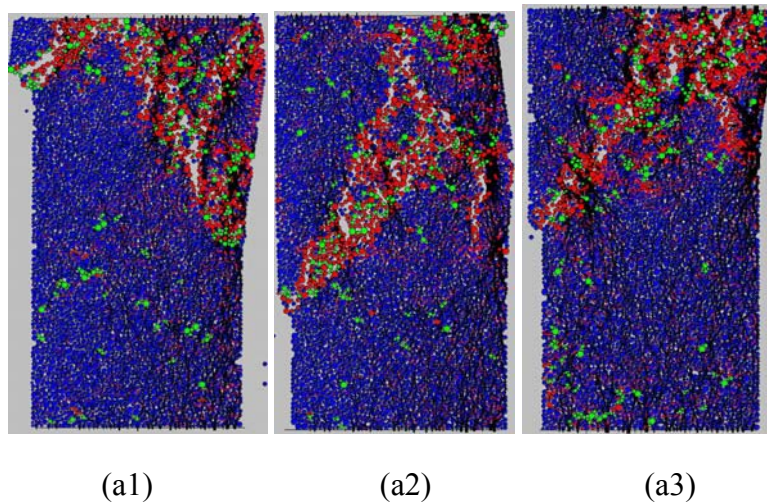


Figure 6-4 : Rupture en compression simple des trois échantillons testés

6.3.4. Simulation d'un essai biaxial

L'essai biaxial consiste en l'application d'une contrainte verticale σ_1 sur un échantillon de sol sollicité latéralement par une contrainte de confinement σ_3 . Deux étapes de calcul successives sont nécessaires à la réalisation de cet essai : le confinement isotrope et l'écrasement de l'échantillon proprement dit :

Confinement isotrope :

L'échantillon est confiné par déplacements progressifs et simultanés des parois latérales et horizontales jusqu'à l'obtention de la contrainte de confinement désirée. La vitesse de confinement appliquée est suffisamment faible pour garantir un état de contrainte isotrope et uniforme dans l'échantillon.

Ecrasement de l'échantillon :

On opte pour un écrasement de l'échantillon à vitesse constante tout en contrôlant la contrainte latérale. Le chargement est imposé par rapprochement simultané des parois horizontales hautes et basses. Les forces exercées sur les parois horizontales et leurs positions

respectives permettent de calculer la contrainte verticale moyenne σ_1 et les déformations moyennes ε_1 dans l'échantillon. La contrainte de confinement σ_3 est réglée et maintenue constante par déplacements simultanés des parois latérales pendant les simulations. La position relative des parois verticales permet le calcul de la variation volumique moyenne de l'échantillon. Les résultats types sont représentés par les courbes du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de la déformation verticale ε_1 , les courbes variations de volume $\Delta V/V$ en fonction de ε_1 et les modes de rupture. A titre exemple, des simulations numériques d'un essai biaxial à 50 kPa de confinement ont été réalisées sur trois échantillons numériques. Les résultats obtenus sont présentés sur les Figure 6-5 à Figure 6-7.

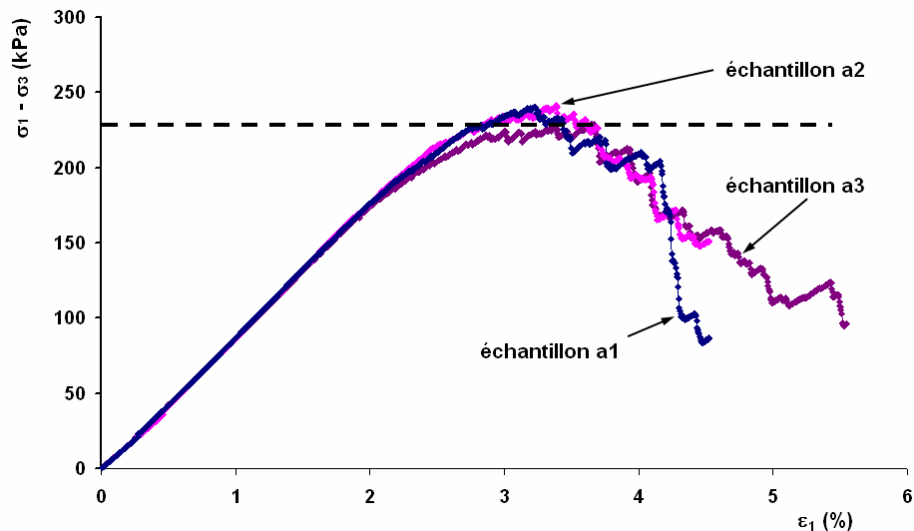


Figure 6-5 : Résultats types des simulations sur l'essai biaxial

Si le module d'élasticité initial est constant pour les trois échantillons testés, on observe quelques écarts sur les valeurs du déviateur à la rupture. Cette dernière s'amorce différemment d'un échantillon à l'autre suivant la discrétisation de l'échantillon d'où une influence plus importante du nombre de particules utilisé. La valeur moyenne du déviateur au pic a été considérée pour caractériser l'échantillon. Pour cet exemple, le déviateur à la rupture est d'environ 235 kPa, la déformation à la rupture d'environ 3,5% et le module d'élasticité sous confinement d'environ 9 MPa. Ce module est légèrement plus élevé que celui obtenu en compression simple (8 MPa), ce qui paraît logique car l'échantillon numérique est confiné et légèrement densifié. Les courbes de variation de volume obtenues pour les trois échantillons numériques mettent en évidence le caractère contractant et dilatant du matériau testé. Le mode de rupture obtenu sur l'essai biaxial est plus diffus que celui obtenu sur l'essai de compression simple du fait de la présence des parois latérales qui empêche une rupture localisée de l'échantillon.

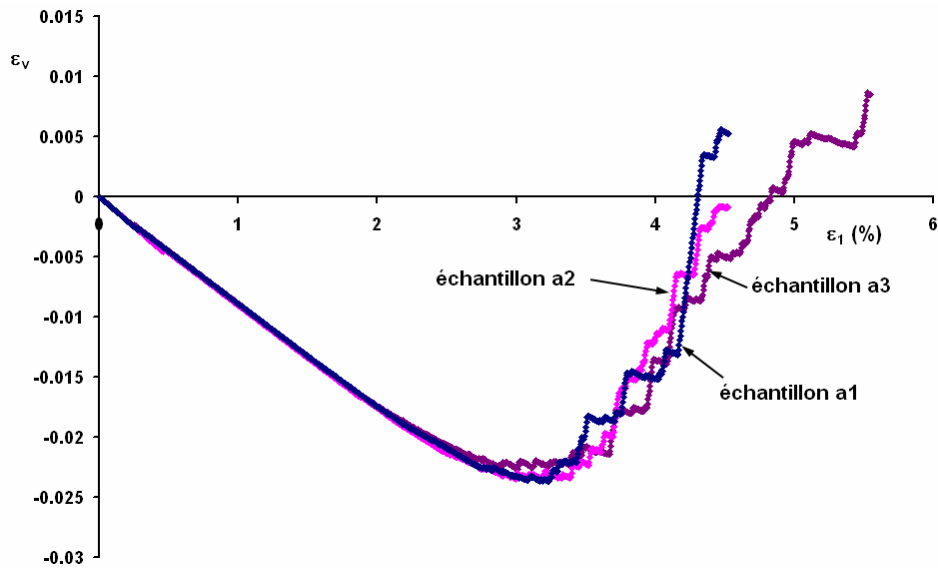


Figure 6-6 : Courbes de variation de volume en fonction de la déformation verticale.

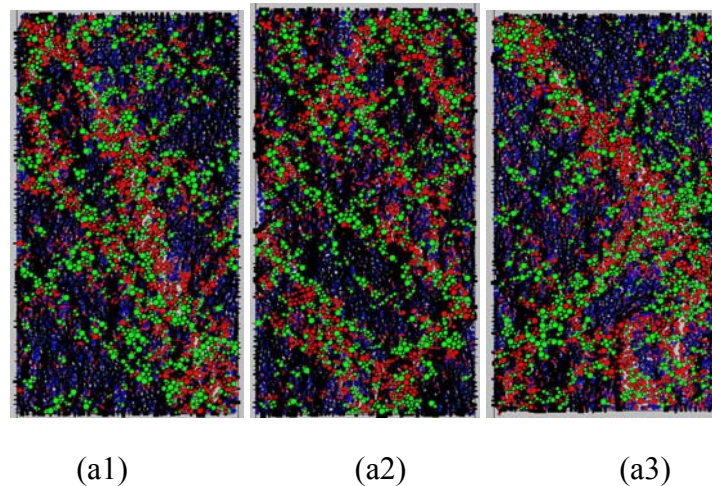


Figure 6-7 : Modes de rupture des échantillons testés sous sollicitations biaxiales.

6.3.5. Simulation d'un essai de traction directe

Par comparaison aux essais numériques précédents, l'essai de traction directe est le plus complexe à réaliser par le fait qu'il est impossible d'exercer une contrainte de traction par l'intermédiaire des parois. Des zones renforcées de l'échantillon sur lesquelles seront exercées les efforts de traction devront être définies en partie haute et basse de l'échantillon. Cette difficulté numérique peut être corrélée aux difficultés expérimentales liées à la mise en place de mors de traction.

Les parties renforcées en parties haute et basse de l'échantillon sont subdivisées en deux zones (Figure 6-8) :

- Partie 1 : constituée d'un matériau ayant des caractéristiques mécaniques quatre fois plus fortes que le matériau initial et sur laquelle des conditions en déplacement sont imposées pour exercer l'effort de traction. Dans notre modèle, cette partie prend 12,5% de la hauteur de l'échantillon.

- Partie 2 : constituée d'un matériau ayant des caractéristiques mécaniques deux fois plus fortes que le matériau testé et qui constitue une zone de transition entre les zones de traction et l'échantillon testé. Dans notre modèle, cette partie prend 12,5% de la hauteur de l'échantillon.

L'essai de traction est effectué en imposant une vitesse de déplacement contrôlée sur les particules de la partie 1. Les efforts de traction sont transmis par le biais de l'adhésion entre les particules de la zone renforcée et celles du sol. La force de traction correspond à la somme des efforts hors équilibre agissant sur les particules des parties hautes et basses). Une vitesse de déplacement trop importante peut produire la rupture au contact sol – zones renforcées suite à des effets inertiels et dynamiques. Une vitesse de déplacement faible est donc requise pour que la rupture de l'échantillon ait bien lieu dans la zone non renforcée.

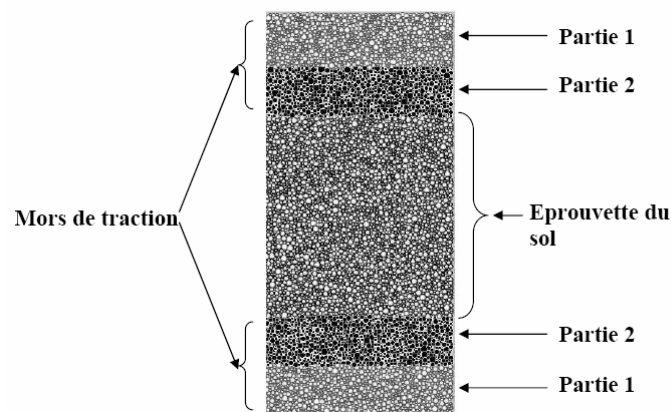


Figure 6-8 : Structure d'un échantillon avant la réalisation d'un essai de traction directe.

A titre d'exemple, les essais de traction directe ont été réalisés sur trois échantillons numériques. Les résultats obtenus sont présentés sur les Figure 6-9 et Figure 6-10. La contrainte moyenne en traction est d'environ 71 kPa, le module d'élasticité en traction d'environ 7,4 MPa et la déformation à la rupture d'environ 0.9 %. On note sur la Figure 6-10 que la rupture de l'échantillon est très localisée et qu'elle a bien lieu dans la zone de l'échantillon non renforcée (éprouvette de sol).

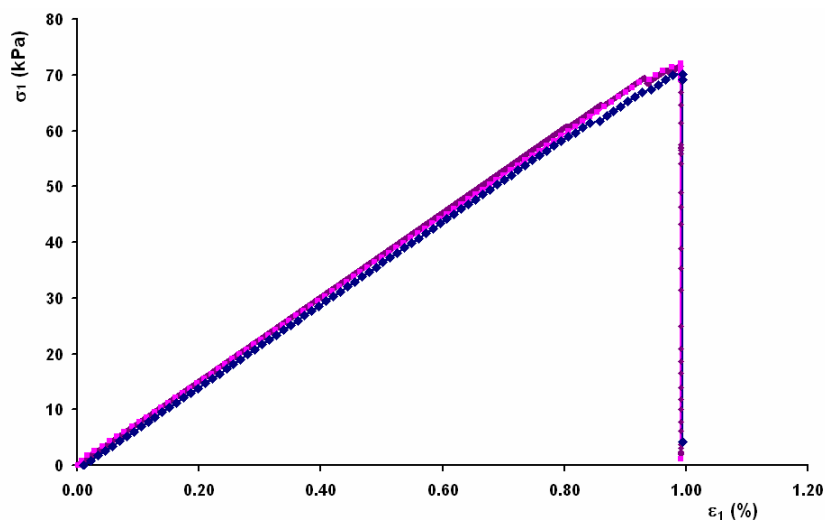


Figure 6-9 : Résultats typiques des simulations d'un essai de traction directe

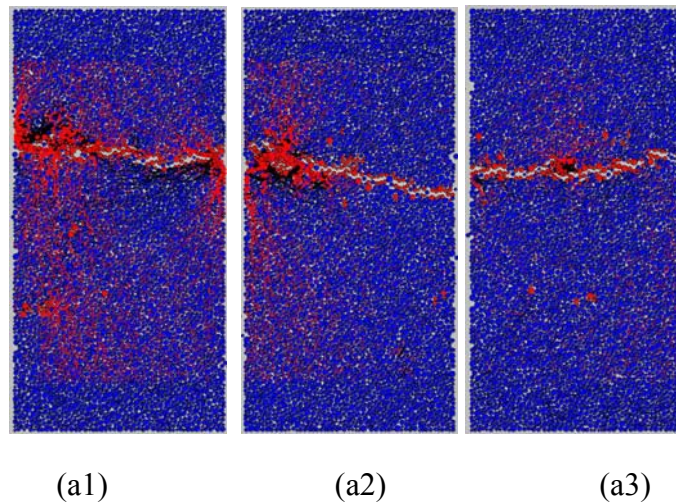


Figure 6-10 : Rupture des échantillons numériques lors d'un essai de traction directe.

6.3.6. Obtention d'un critère de rupture

Le critère de rupture du matériau est obtenu en fonction des résultats des essais biaxiaux, de traction et de compression simple, établis pour un même jeu de paramètres (paramètres micro-mécaniques et agencement des particules). Les cercles de Mohr correspondant au comportement mécanique macroscopique du matériau testé précédemment sont présentés sur la Figure 6-11 ($R_t = 71$ kPa et $R_c = 195$ kPa). Pour le jeu de paramètres retenus, un critère de rupture de type parabolique, caractéristique des matériaux cohésifs, peut aisément être obtenu dans la gamme des confinements testés.

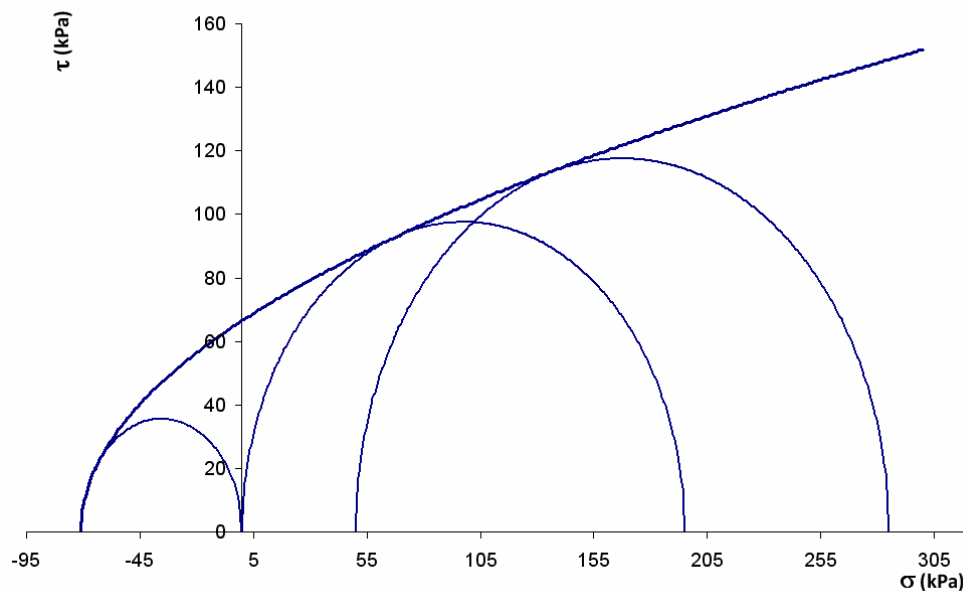


Figure 6-11 : Cercles de Mohr du matériau numérique testé dans le plan de Mohr.

6.4. Conclusion

Dans le cadre de ce travail, on cherchera à modéliser plus généralement le comportement mécanique des géo-matériaux utilisés dans le domaine des ouvrages de génie

civil et plus particulièrement ceux mis en œuvre dans les expérimentations en vraie grandeur présentées au chapitre 5 : sols frottants ou pulvérulents (comme les sables) et sols cohérents ou cohésifs (comme les argiles). Si certains auteurs se sont intéressés numériquement aux sols pulvérulents ou cohésifs peu d'études se sont réellement focalisées sur la résistance à la traction de tels matériaux.

Chapitre 7. Calibration sur matériaux pulvérulents et cohésifs

7.1. Introduction

Nous souhaitons dans ce chapitre mettre en évidence la démarche numérique qui doit être appliquée pour déterminer les paramètres micromécaniques nécessaires à la modélisation d'un matériau granulaire pulvérulent et d'un matériau cohésif tels que ceux utilisés dans l'expérimentation en vraie grandeur présentée au chapitre 5.

7.2. Paramétrage du comportement d'un milieu pulvérulent

Les paramètres micromécaniques influant sur le comportement macroscopique d'un matériau granulaire non cohésif sont, pour une géométrie de particules, une imbrication et une granularité fixées, la rigidité normale k_n liée au module d'élasticité du matériau, le rapport k_n/k_s lié au coefficient de Poisson ν , et le frottement microscopique μ pour caractériser le comportement à la rupture.

Des études antérieures [Chareyre et Villard, 2003] ont montré que les paramètres élastiques pouvaient être approché assez rapidement compte tenu de la quasi linéarité du module d'élasticité E en fonction de k_n et d'une dépendance majeure du coefficient de Poisson en fonction du rapport k_n/k_s . En revanche le comportement macroscopique en fonction de la forme des particules, de leur agencement et de l'angle de frottement microscopique est moins systématique. C'est dans ce but qu'un ensemble non exhaustif, compte tenu des possibilités multiples quant au choix des formes et des distributions de particules, de simulations numériques ont été réalisées.

Les modélisations numériques effectuées sont des simulations numériques de l'essai biaxial menées sur des échantillons constitués de 5000 particules et ce pour trois contraintes de confinement (10, 25 et 50 kPa). La granularité retenue correspond à un matériau bi-dispersé (2 tailles de particules d_1 et d_2 réparties en proportion surfacique égale). Le rapport d_2/d_1 retenu est de 2 pour limiter le nombre de particules et les temps de calcul. A noter que l'influence de la polydispersité est faible sur le comportement macroscopique à la rupture [Voivret, 2008] compte tenu que celui-ci est fortement conditionné par la structuration du réseau constitué des particules les plus grosses. Les simulations ont été menées avec des disques ou par des assemblages de disques afin d'approcher au mieux le comportement réel des matériaux pulvérulents. Les assemblages de particules considérés ici sont constitués de 2 disques indissociables juxtaposés de rayon d et $0.9d$. Plusieurs densités ont été envisagées pour différentes valeurs du frottement inter granulaire μ . Les paramètres micromécaniques invariables d'une simulation à l'autre sont $k_n=52.8.10^3$ kN/m et $k_n/k_s=2$.

7.2.1. Influence de l'angle de frottement microscopique sur le comportement macroscopique du matériau

Afin de mettre en évidence le rôle du frottement microscopique du matériau modèle sur le comportement macroscopique restitué, plusieurs séries de simulations numériques de l'essai biaxial ont été réalisées avec des disques et des assemblages de disque mis en œuvre à porosité minimale ($n = 15.3\%$ pour les disques et $n = 16.05\%$ pour les assemblages de disques). Les courbes du déviateur en fonction de la déformation axiale ainsi que les courbes de variation de volume sont données sur la Figure 7-1 et la Figure 7-2 pour l'une des trois contraintes de confinement testées ($\sigma_3 = 25$ kPa). Sur ces figures, nous remarquons que pour des valeurs importantes du frottement microscopique les courbes du déviateur en fonction de la déformation axiale présentent un pic palier fortement marqué, ce à quoi nous pouvons nous attendre puisque les échantillons numériques ont été mis en œuvre à densité maximale. Pour des valeurs faibles de l'angle de frottement microscopique le matériau numérique, moins frottant, est moins dilatant et ne présente donc pas de pic-palier.

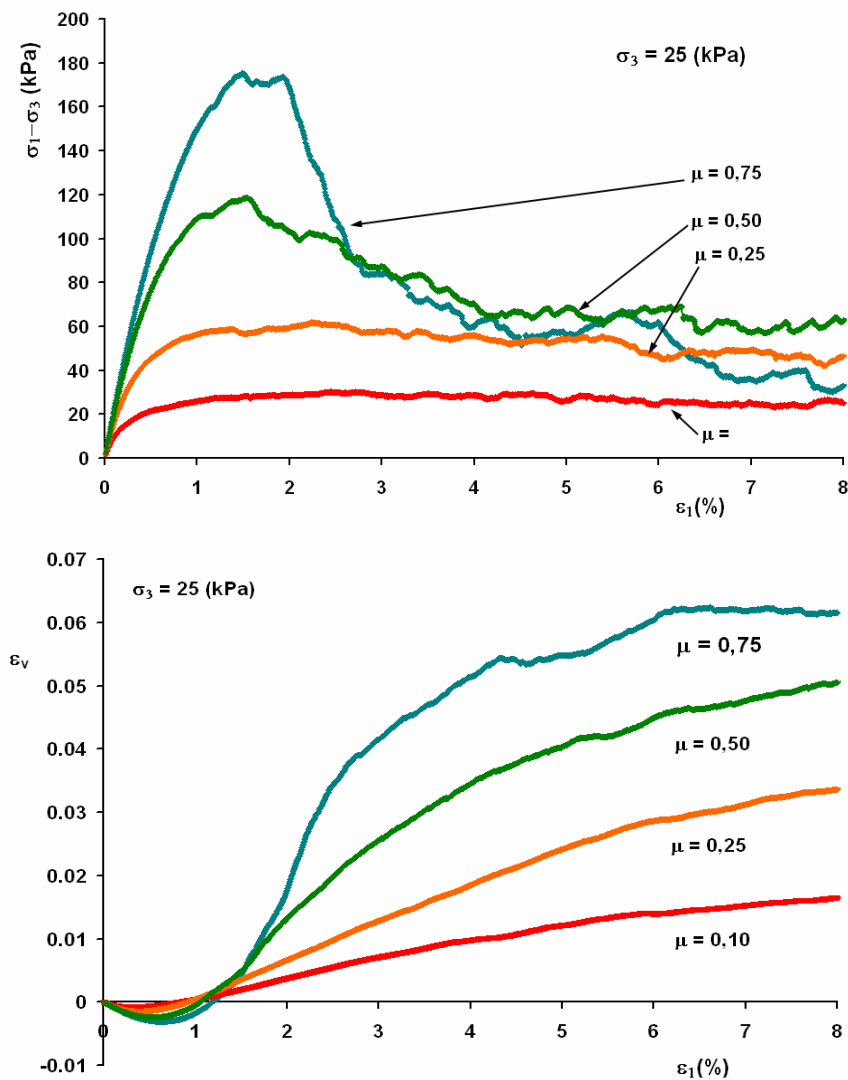


Figure 7-1 : Evolution du comportement macroscopique en fonction de μ (cas des assemblages de disques)

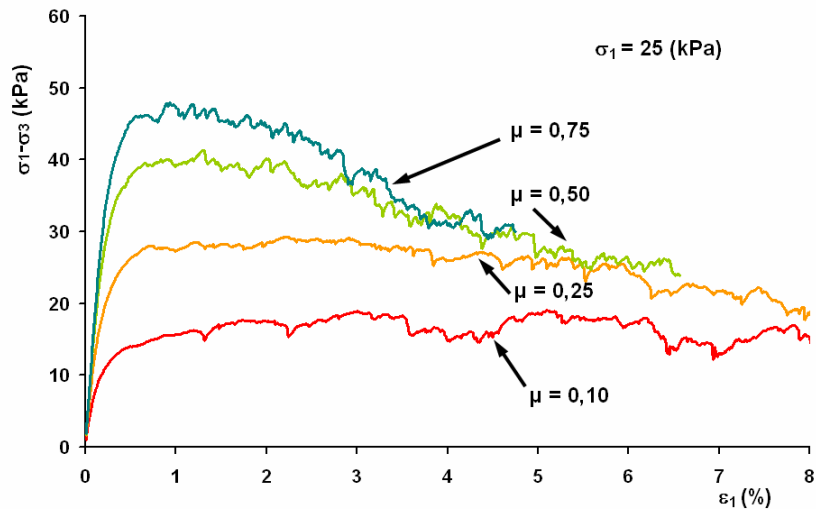


Figure 7-2 : Evolution du comportement macroscopique en fonction de μ (cas des disques)

Sur la Figure 7-3, nous présentons les cercles de Mohr correspondant aux trois contraintes de confinement testées. Nous constatons que le comportement macroscopique restitué correspond bien à un matériau granulaire d'angle de frottement de 37° et de cohésion nulle.

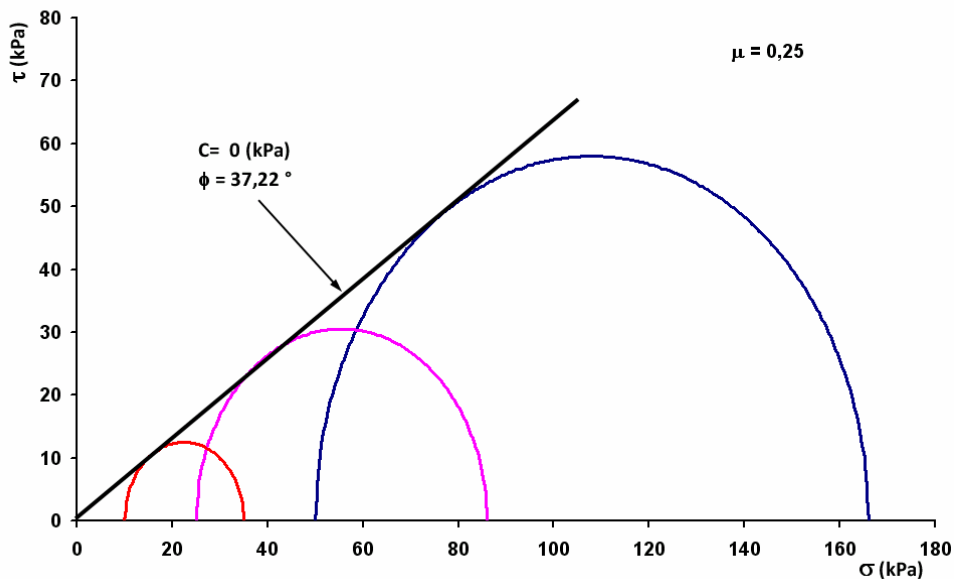


Figure 7-3 : Cercles de Mohr pour les assemblages de disques pour $\mu = 0.25$

Les résultats de la Figure 7-4 synthétisent l'ensemble des résultats obtenus et mettent en évidence l'influence du frottement microscopique μ sur le frottement macroscopique restitué ϕ . Sur cette figure, nous constatons que les échantillons de disques, mis en place à une densité maximale, permettent d'accéder à une gamme de frottement macroscopique compris entre 6 et 28° alors que les assemblages de disques couvrent, pour la distribution granulaire retenue, une gamme beaucoup plus importante allant jusqu'à 54° . Nous attribuons cette différence de comportement aux mécanismes de roulement excessifs qui peuvent se mettre en place avec des disques et qui sont fortement limités par les assemblages de particules

considérés. L'obtention d'un frottement macroscopique élevé nécessite donc l'utilisation de particules non circulaires constituées dans notre cas de disques juxtaposés.

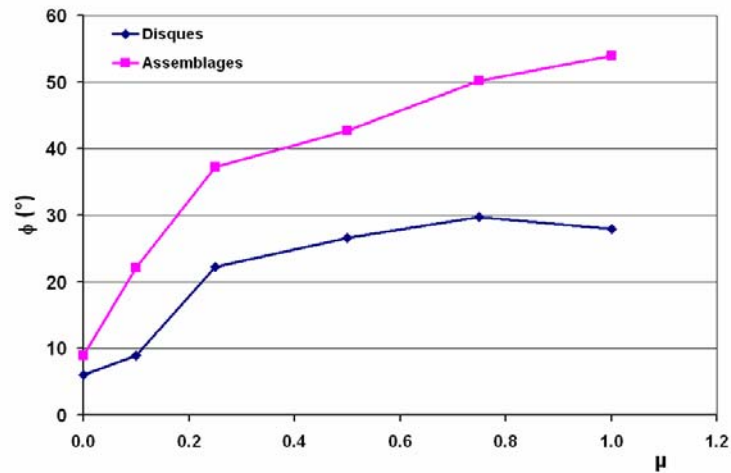


Figure 7-4 : Frottement macroscopique restitué ϕ en fonction de l'angle de frottement microscopique μ

7.2.2. Influence de l'agencement initial des particules sur le comportement macroscopique du matériau

Pour déterminer l'influence de l'agencement initial des particules sur le comportement macroscopique du matériau modèle, de nouvelles simulations numériques ont été réalisées en considérant les assemblages de disques précédemment étudiés. Les échantillons numériques ont été testés à différentes porosités, comprises entre la porosité minimale (15,99) et la porosité maximale (21,17), et ce pour des valeurs du frottement macroscopique μ de 0,455.

Les courbes du déviateur en fonction de la déformation axiale ainsi que les courbes de variation de volume sont présentées dans la Figure 7-5 pour l'une des trois contraintes de confinement testées ($\sigma_3 = 25$ kPa). Sur cette figure, nous constatons que le modèle numérique permet de reproduire, en fonction de l'état de densité initial du matériau modèle, des comportements macroscopiques variés et fidèles aux comportements des matériaux granulaires lâches ou denses : comportement contractant et puis fortement dilatant pour les matériaux denses, comportement essentiellement contractant pour les matériaux lâches.

Les résultats de la Figure 7-6 synthétisent l'ensemble des résultats obtenus et mettent en évidence l'influence de la porosité sur le frottement macroscopique restitué ϕ . Nous constatons que pour un angle de frottement macroscopique de 0,455 la gamme d'angle de frottement macroscopique restituée est comprise approximativement entre 30 et 50°. Les matériaux denses conduisent naturellement à des angles de frottement au pic plus marqués.

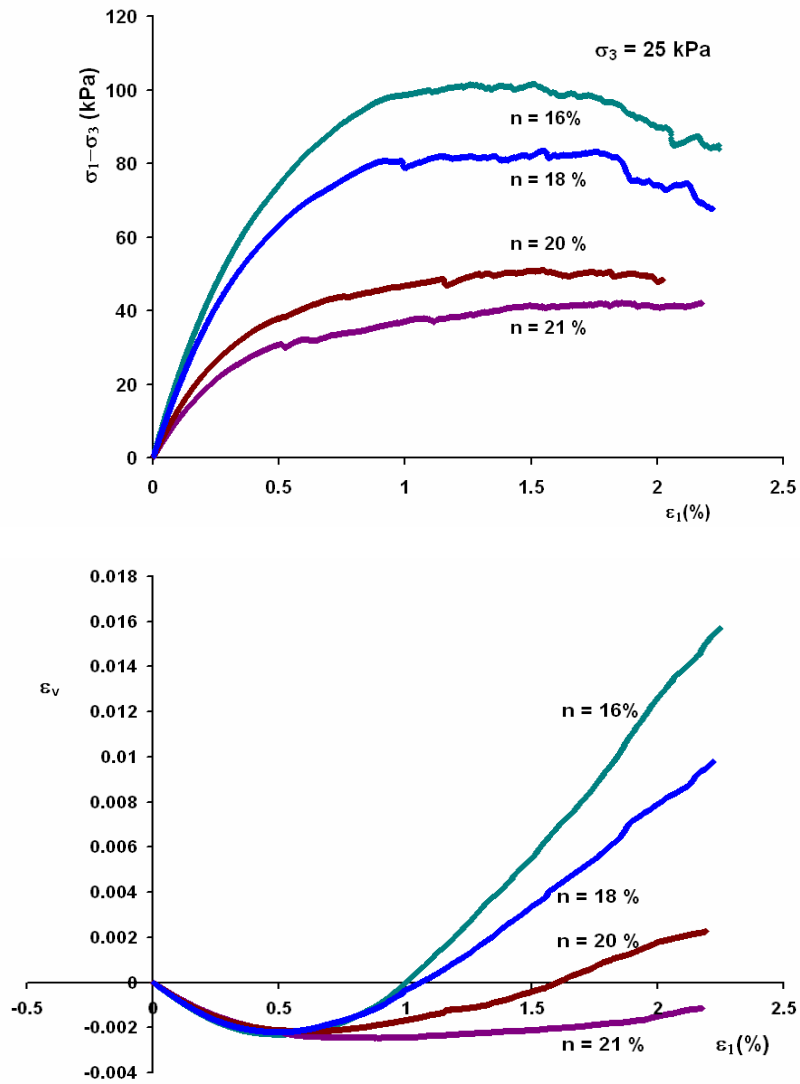


Figure 7-5 : Comportement d'un échantillon à différentes porosités et à 25 kPa de confinement.

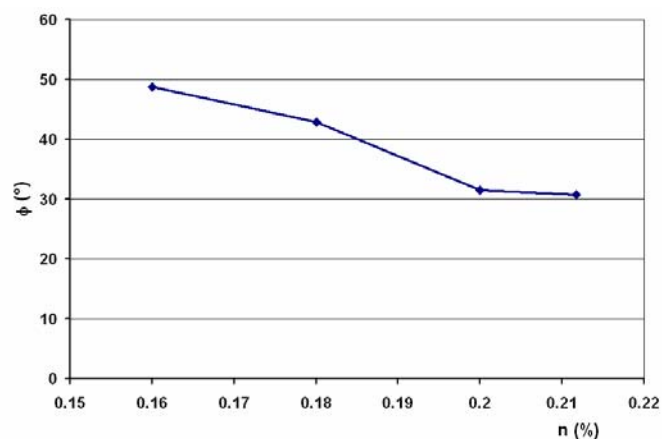


Figure 7-6 : Frottement macroscopique restitué en fonction de la porosité initiale de l'échantillon numérique pour $\mu = 0,455$.

7.2.3. Détermination des paramètres du matériau granulaire pulvérulent de l'expérimentation en vraie grandeur

Afin de rendre compte du comportement d'un sable lâche de type A2 (ayant un frottement macroscopique de 32° et un module d'Young apparent de 13 MPa) nous avons, au vu des résultats précédents, retenu pour la modélisation numérique les assemblages de disques précédents auxquels ont été affectés les propriétés microscopiques telles que définies dans le Tableau 7-1.

⇒ *Pour restituer le comportement d'un sable lâche, une porosité de 0.2, proche de la porosité maximale a été retenue.*

Des simulations de l'essai biaxial ont été réalisées pour plusieurs valeurs du confinement. Les résultats principaux sont synthétisés dans le Tableau 7-2 et le comportement macroscopique restitué est donné sur la Figure 7-7 et la Figure 7-8.

Pour les différents confinements testés, les parties linéaires des courbes de comportement mécanique du matériau (correspondant à l'élasticité du matériau) sont presque superposées. La valeur moyenne de cette grandeur est de 13.7 (MPa) ce qui est proche de la valeur recherchée. Par ailleurs, l'angle de frottement macroscopique restitué de 32° est également conforme à celui escompté (Figure 7-9). Le modèle choisi, est donc apte à reproduire le comportement mécanique du sable au niveau de la fonction (σ, ε) mais aussi au niveau des résultats macroscopiques ; le module d'Young apparent, le comportement mécanique sans pic de rupture et le frottement macroscopique.

Paramètres microscopiques	Valeurs
Nombre de particules	5000
k_n (kN/m)	$52,8.10^3$
k_s (kN/m)	$26,4.10^3$
n (%)	20
μ	0,455
a_n (kN/m)	0
a_s (kN/m)	0

Tableau 7-1 : Paramètres microscopiques du modèle numérique du matériau granulaire modélisé.

Paramètres macroscopiques	Biaxial avec $\sigma_3 = 10$ kPa	Biaxial avec $\sigma_3 = 25$ kPa	Biaxial avec $\sigma_3 = 50$ kPa
σ_{1max} (kPa)	31	79	162
ε_{1max} (%)	1,04	2,19	3,85
E (MPa)	12,65	13,66	14,82
C (kPa)	0		
ϕ (°)	32		

Tableau 7-2 : Paramètres macroscopiques restitués du modèle numérique.

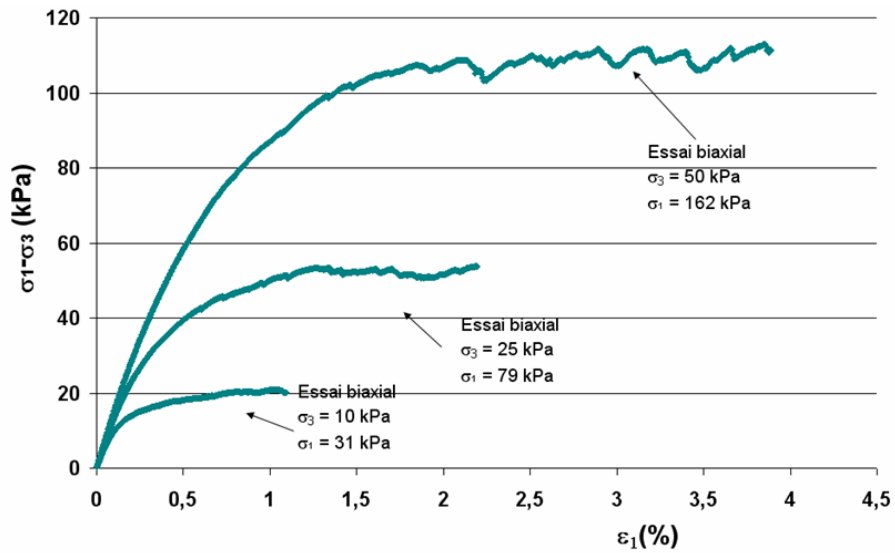


Figure 7-7 : Comportement macroscopique du matériau granulaire modélisé.

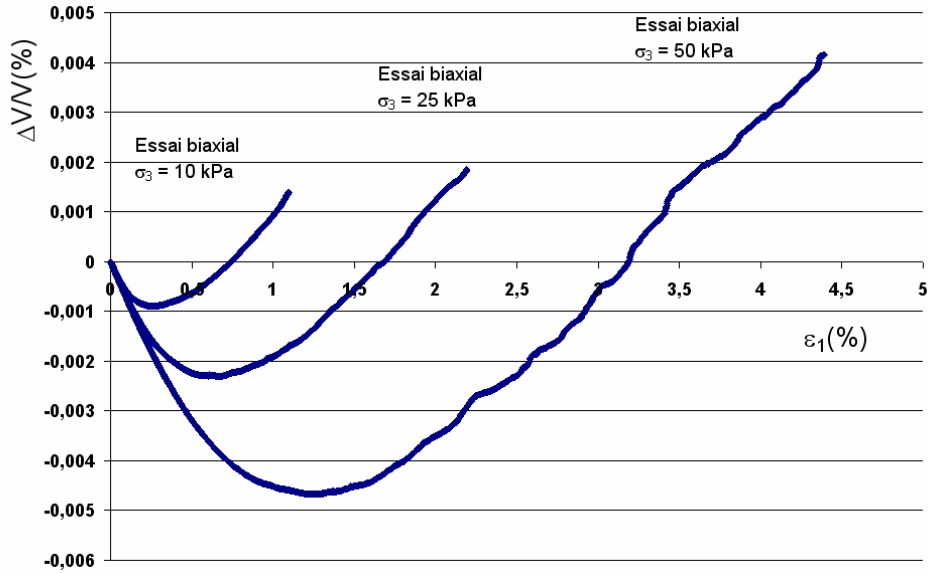


Figure 7-8 : Variation de volume du matériau granulaire modélisé.

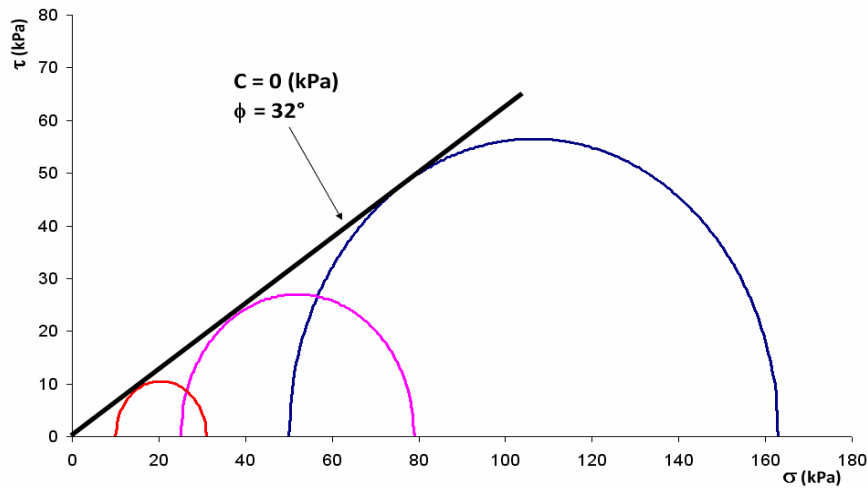


Figure 7-9 : Cercles de Mohr des essais triaxiaux du matériau granulaire modélisé.

⇒ *En conclusion, le jeu des paramètres proposé dans le Tableau 7-1 ainsi que le type d'arrangement granulaire retenu (porosité 0.2) permettent de retranscrire le comportement macroscopique du sable utilisé lors des expérimentations de soulèvement. Ce sont ces valeurs qui seront utilisées pour la suite de ce travail.*

7.3. Paramétrage du comportement d'un matériau cohérent

7.3.1. Introduction

L'objectif de l'étude numérique décrite dans cette partie réside dans la détermination des paramètres micromécaniques nécessaires à la modélisation de l'argile utilisée dans les couvertures des centres de stockage de déchets et ici utilisée dans l'expérimentation en vraie grandeur. Compte tenu des conditions de réalisation de l'expérimentation, on cherchera à reproduire le comportement du matériau cohésif en se basant notamment sur les valeurs de R_c et R_t déterminées expérimentalement pour la teneur en eau considérée.

Les études antérieures ([Ammeri, 2009], [Chareyre, 2003]) ont montré que les paramètres microscopiques les plus influents sur la résistance à la traction du matériau sont les paramètres a_n et a_s (aucune influence de l'angle de frottement microscopique μ et très faible influence des paramètres k_n et k_s qui ont principalement un rôle sur le comportement élastique du matériau). Néanmoins l'influence des paramètres géométriques de forme ou de densité a été démontrée. En effet les résistances à la traction et à la compression restituées par le modèle numérique sont fonction du nombre de contacts au sein de l'assemblage granulaire : un état dense du matériau engendre donc un nombre accru de contacts inter particulaires et une résistance à la traction et une cohésion apparente plus forte. De même, certaines formes permettent un meilleur agencement des particules favorisant les contacts et contribuant ainsi à l'augmentation des caractéristiques de cohésion.

[Ammeri, 2009] a montré que le mode de rupture des liaisons inter granulaires lors d'un essai de traction directe était fortement conditionné par le rapport a_n/a_s . L'auteur montre que pour des rapports a_n/a_s inférieur à 1, les ruptures des liaisons inter granulaires se font essentiellement par traction : dans ce cas la valeur a_n conditionne fortement la résistance macroscopique à la traction de l'échantillon numérique testé. Pour des rapports a_n/a_s supérieurs à 5, la rupture des liaisons inter granulaires intervient principalement par cisaillement : dans ce cas, c'est la valeur de a_s qui conditionne le résultat. Entre ces deux extrêmes, les ruptures des liaisons inter granulaires sont, suivant leurs répartitions spatiales dans l'échantillon, des ruptures par traction ou par cisaillement, d'où l'influence combinée de ces deux paramètres.

7.3.2. Influence des paramètres d'adhésion sur le comportement macroscopique

Comme nous venons de le voir, la prise en considération des forces de cohésion dans le modèle numérique est liée à l'utilisation des paramètres d'adhérences normale et tangentielle a_n et a_s . Afin d'appréhender l'influence de ces paramètres sur le comportement macroscopique restitué par le modèle, des simulations numériques des essais de référence, similaires à celles présentées précédemment, ont été réalisées.

Les particules utilisées sont des disques repartis suivant une granulométrie similaire à celle décrite dans le chapitre précédent. Pour appréhender plus facilement l'influence des paramètres de cohésion C_n et C_s sur le comportement macroscopique restitué, le frottement microscopique a été fixé à zéro. De ce fait un contact est rompu en traction si la force normale au contact F_n est supérieure à $C_n = a_n \times R$ et en cisaillement si la force tangentielle F_s excède $C_s = a_s \times R$ (R est le rayon minimal des particules en contact).

Plusieurs séries de simulations numériques de l'essai de traction directe et de compression simple ont été réalisées (paramètres micromécaniques définis dans le Tableau 7-3) pour des valeurs différentes des couples a_n et a_s . Les simulations de référence, présentées ci-dessous, ont été mises en œuvre afin d'appréhender les modes de ruptures des liaisons entre particules lors des essais réalisés, en étudiant les intensités des forces de contact de compression simple F_c^n , de traction directe F_t^n ou de cisaillement F^s .

Les forces de contact normalisées (par rapport à l'effort de contact maximal) sont données pour une sollicitation correspondant à environ 95 % de la charge de ruine. A ce stade de l'essai, peu de contacts ont été rompus. Une simulation numérique a été réalisée avec les paramètres retenus dans le Tableau 7-3.

Paramètres microscopiques	Valeurs
Nombre de particules	5000
k_n (kN/m)	$52.8 \cdot 10^3$
k_s (kN/m)	$26.4 \cdot 10^3$
n (%)	15.3
μ	0
a_n (kN/m)	330
a_s (kN/m)	330

Tableau 7-3 : Paramètres micromécaniques du matériau cohésif

Résultats obtenus en traction directe :

Les résultats présentés sur la Figure 7-10 permettent de comparer l'intensité des forces de contact de compression F_c et de traction F_t (normalisées par rapport à l'effort de contact maximal) pour différentes orientations des contacts.

Comme on pourrait s'y attendre, les efforts de contact les plus élevés sont les efforts de traction orientés verticalement. Dans cette direction, les efforts de compression sont nuls. Dans la direction perpendiculaire nous notons des valeurs d'efforts de compression et de traction d'intensités comparables mais très largement inférieures aux valeurs maximales.

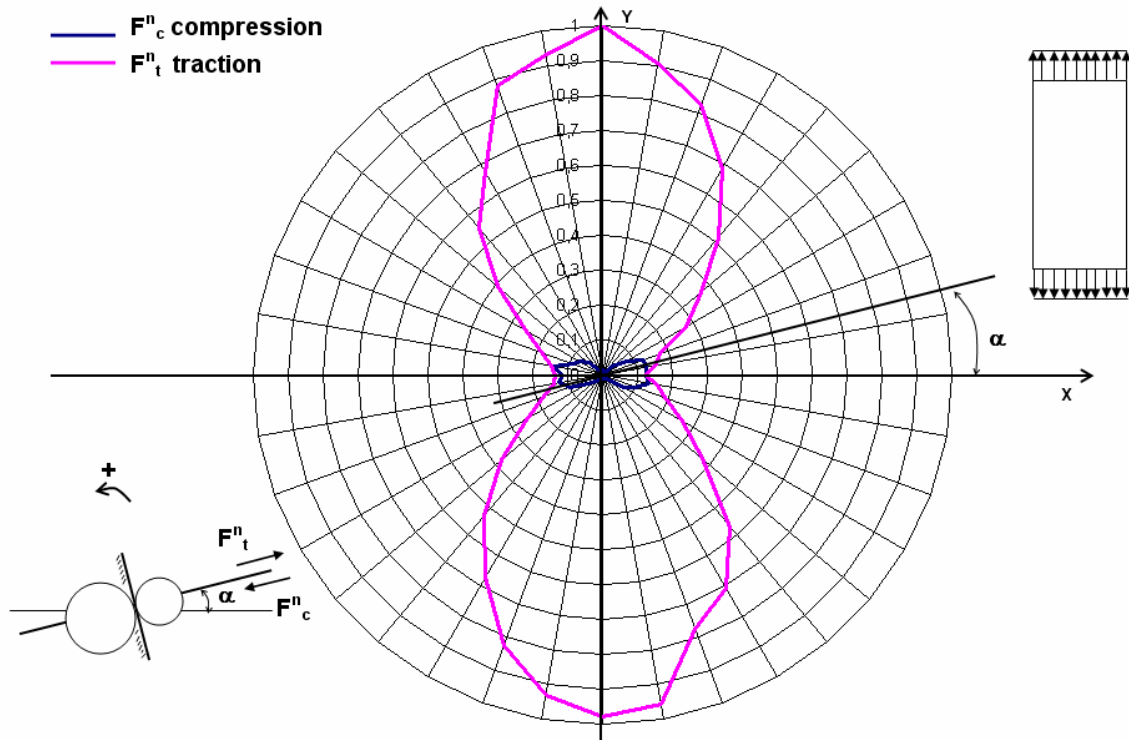


Figure 7-10 : Intensité des forces de compression et de traction normalisées au sein de l'échantillon lors d'un essai de traction directe.

Les résultats de la Figure 7-11 présentent les intensités des forces de cisaillement au contact, notées respectivement $F^s(F_c^n)$ pour des forces normales en compression ($F_n > 0$) et $F^s(F_t^n)$ pour des forces normales de traction ($F_n < 0$) (normalisées par rapport à l'effort de contact maximal) pour différentes orientations des contacts. Sur cette figure nous constatons que les forces tangentielles les plus fortes $F^s(F_t^n)$ sont associées à des contacts sollicités en traction et qu'elles sont orientées à $\pm 45^\circ$. Leur intensité reste faible comparativement aux efforts de traction et ce dans toutes les directions. Si l'on s'intéresse au mode de rupture d'un tel échantillon nous pourrions conclure que lorsque $a_n < a_s$ l'échantillon atteint la ruine par rupture des contacts en traction indépendamment de la valeur de a_s (on rappelle qu'un contact est rompu en traction si la force normale au contact F_n est supérieure à C_n et en cisaillement si la force tangentielle F_s excède C_s). Dans le cas où $a_n/a_s > 5$ les forces de cisaillement deviennent prépondérantes dans les mécanismes de ruine de l'échantillon puisque, dans ce cas, la valeur seuil de la résistance à la traction a été comparativement repoussée d'un facteur 5. La rupture de l'échantillon se fait donc par cisaillement indépendamment de la valeur de a_n . Dans les cas intermédiaires $1 < a_n/a_s < 5$ les contacts vont, suivant leurs orientations, se rompre par traction ou par cisaillement. Ces résultats rejoignent ceux de [Ammeri, 2009] cités précédemment.

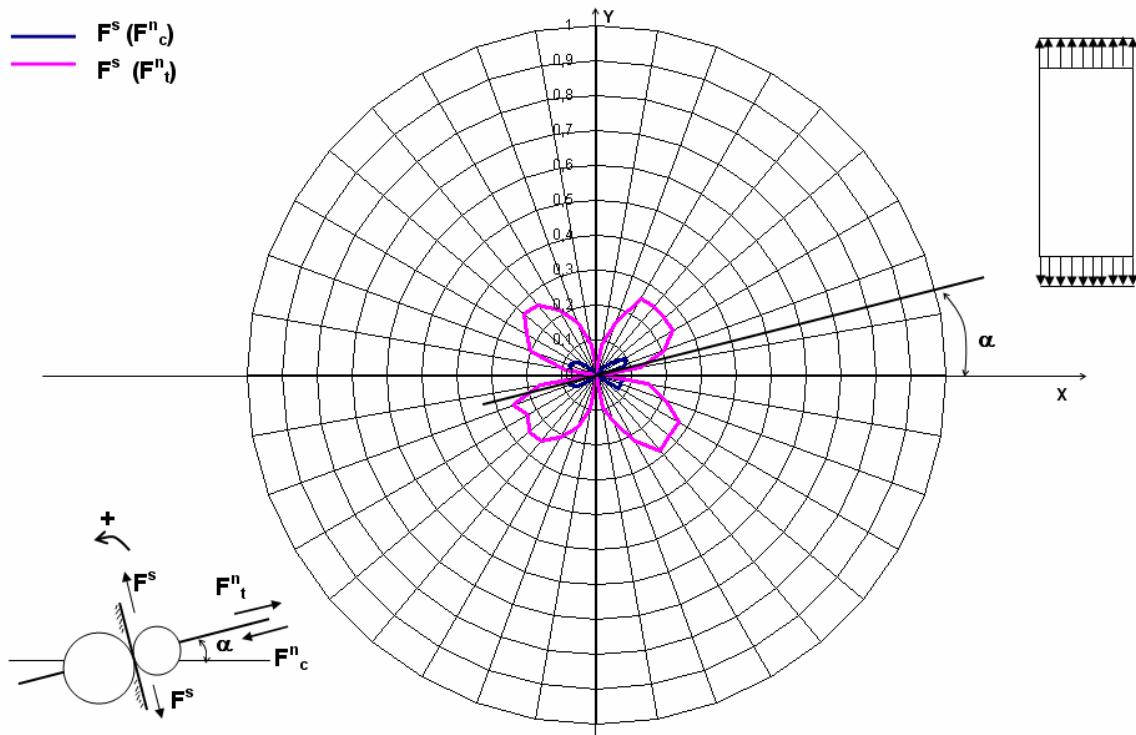


Figure 7-11 : Intensité des forces de cisaillement normalisées au sein de l'échantillon lors d'un essai de traction directe.

Résultats obtenus en compression simple :

Les résultats de la Figure 7-12 permettent de comparer les intensités des forces de contact de compression F_c et de traction F_t (normalisées par rapport à l'effort de contact maximal) pour différentes orientations des contacts à la fin d'un essai de compression simple. Nous constatons que les efforts de compression sont les plus importants dans la direction verticale et que dans cette direction, les efforts de traction sont nuls. Comme précédemment, dans la direction horizontale nous constatons que les efforts de compression et de traction ont des intensités comparables inférieures aux valeurs maximales. Ces résultats sont bien sur à rapprocher des résultats précédents puisque la cinématique liée à un essai de traction est très proche de celle d'un essai de compression simple à ceci près que de nouveaux contacts peuvent se créer lors d'un essai de compression simple du fait du rapprochement des particules entre elles.

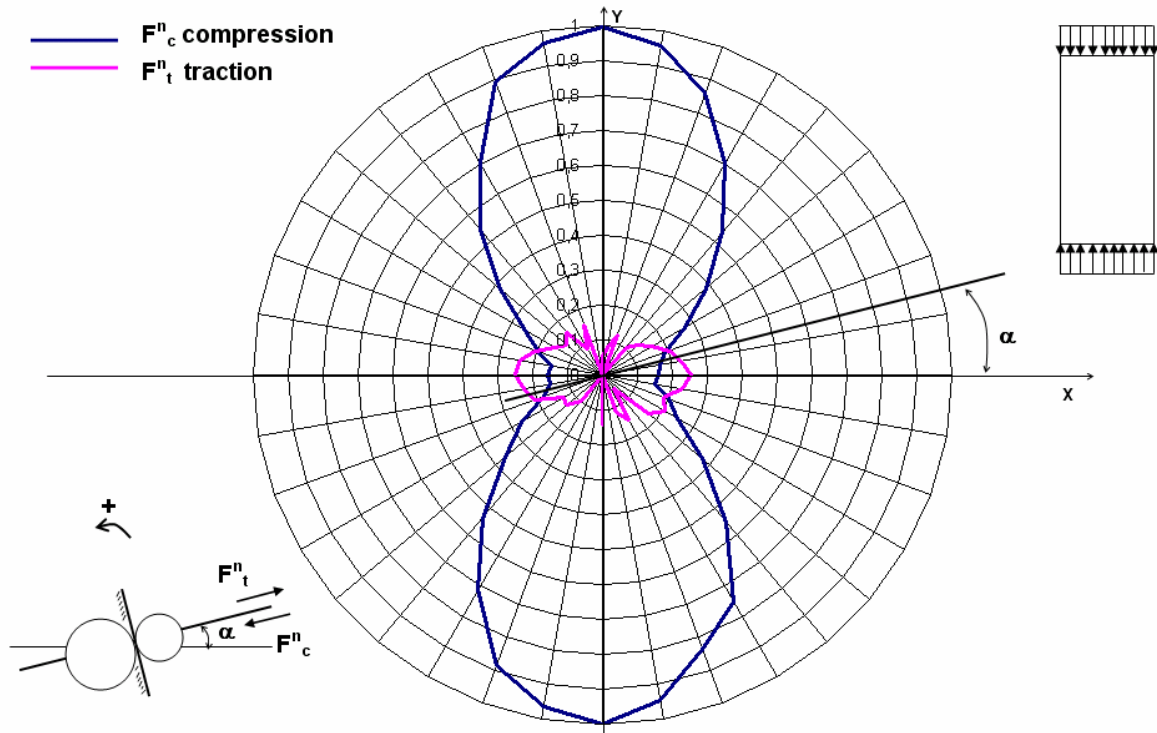


Figure 7-12 : Intensité des forces de compression et de traction normalisées au sein de l'échantillon lors d'un essai de compression simple.

Les résultats de la Figure 7-13 présentent les intensités des forces de cisaillement $F^s(F_c^n)$ et $F^s(F_t^n)$ (normalisées par rapport à l'effort de contact maximal) pour différentes orientations des contacts à la fin d'un essai de compression simple. Sur cette figure nous constatons que les forces tangentielles les plus fortes sont orientées à $\pm 45^\circ$. Leur intensité est comparable à celle des efforts de traction portés par la direction horizontale X. Pour $a_n \gg a_s$ la rupture de l'échantillon est obtenue par cisaillement des contacts, pour $a_s \gg a_n$ la rupture s'initie par rupture des contacts en traction.

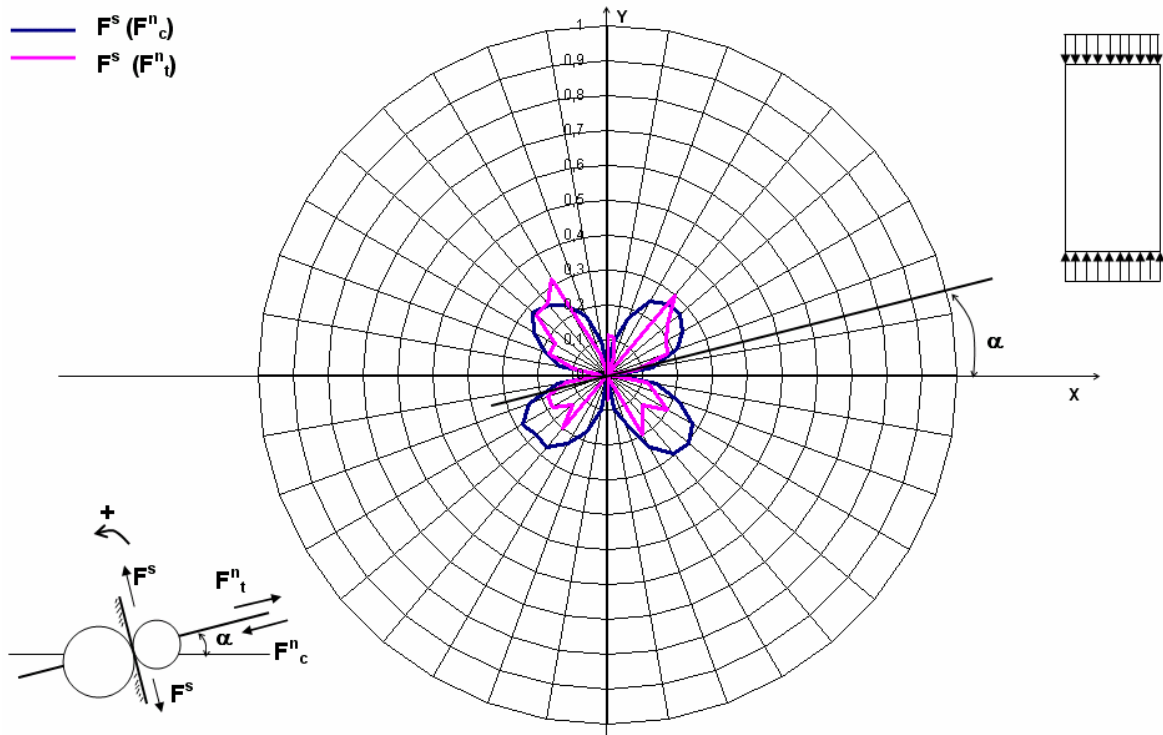


Figure 7-13 : Intensité des forces de cisaillement normalisées au sein de l'échantillon lors d'un essai de compression simple.

Influence du rapport a_n/a_s sur le comportement macroscopique restitué :

Afin de rendre compte du comportement macroscopique des échantillons numériques, des essais biaxiaux ont été réalisés pour plusieurs contraintes de confinement. Différentes valeurs du rapport a_n/a_s ont été testées Tableau 7-4. Les résultats principaux obtenus sont synthétisés sur les Figure 7-14, Figure 7-15, Figure 7-16, et Figure 7-17 sous la forme des cercles de Mohr des contraintes.

	k_n (kN/m)	k_s (kN/m)	n (%)	μ	a_n (kN/m)	a_s (kN/m)	a_n/a_s
C1	$52.8 \cdot 10^3$	$26.4 \cdot 10^3$	15.3	0	330	330	1
C2	$52.8 \cdot 10^3$	$26.4 \cdot 10^3$	15.3	0	330	165	2
C3	$52.8 \cdot 10^3$	$26.4 \cdot 10^3$	15.3	0	330	110	3
C4	$52.8 \cdot 10^3$	$26.4 \cdot 10^3$	15.3	0	110	330	1/3

Tableau 7-4 : Paramètres microscopiques des échantillons numériques testés

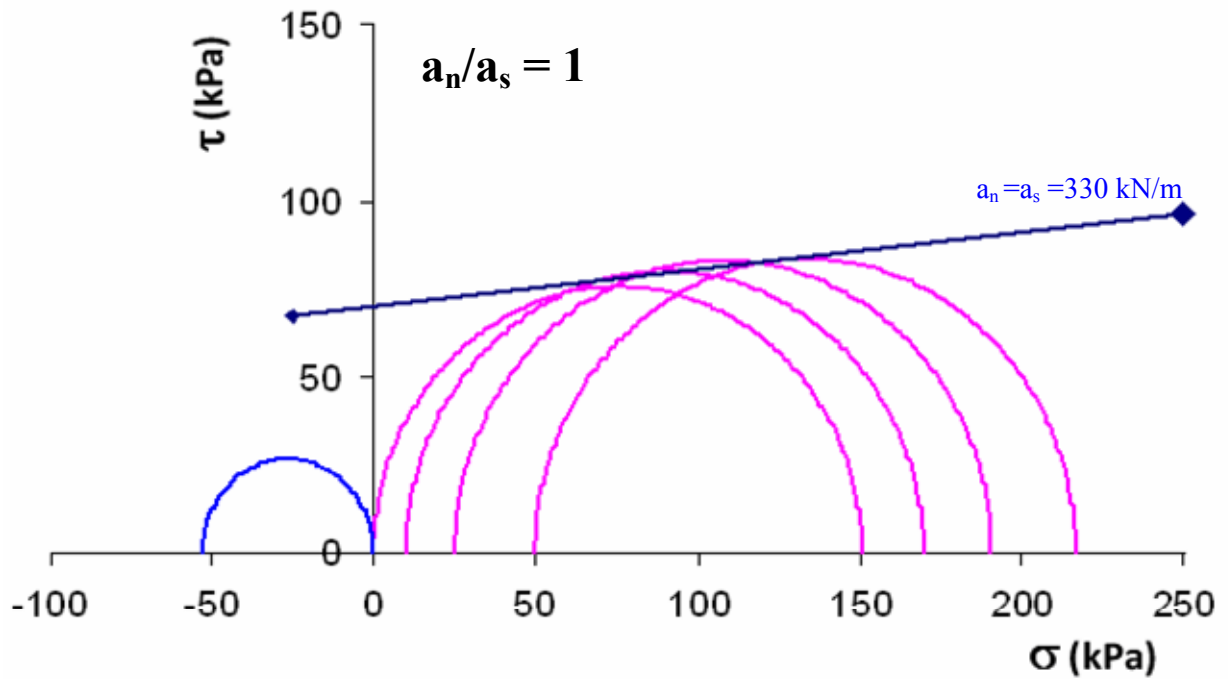


Figure 7-14 : Cercles de Mohr des contraintes (C1)

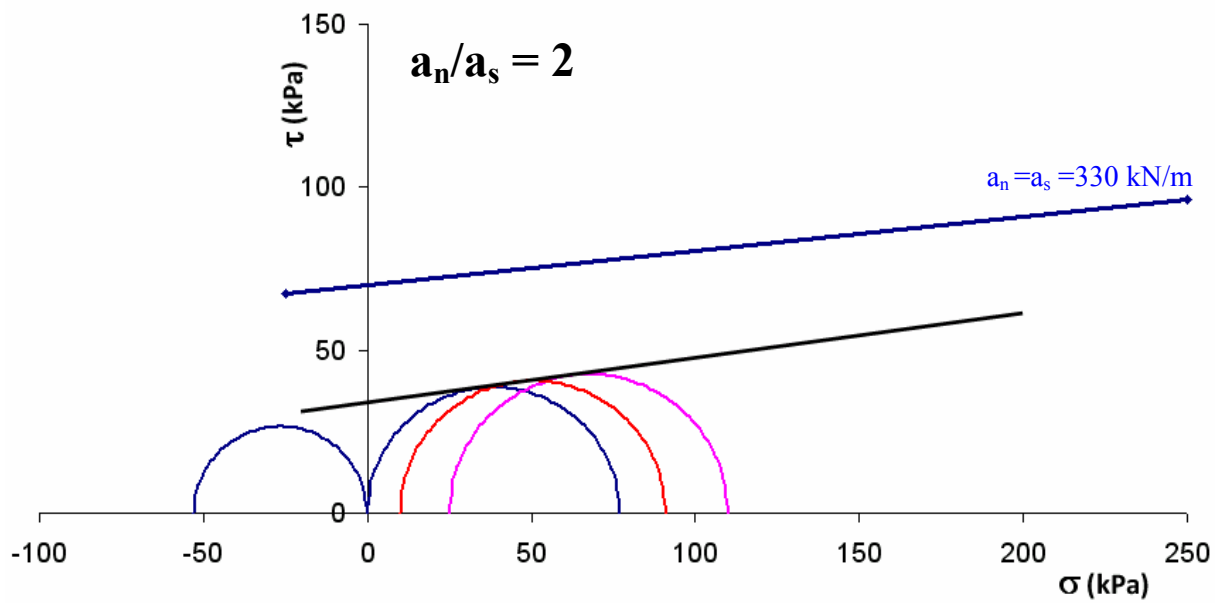


Figure 7-15 : Cercles de Mohr des contraintes (C2 : $a_n = 330$ kN/m et $a_s = 165$ kN/m)

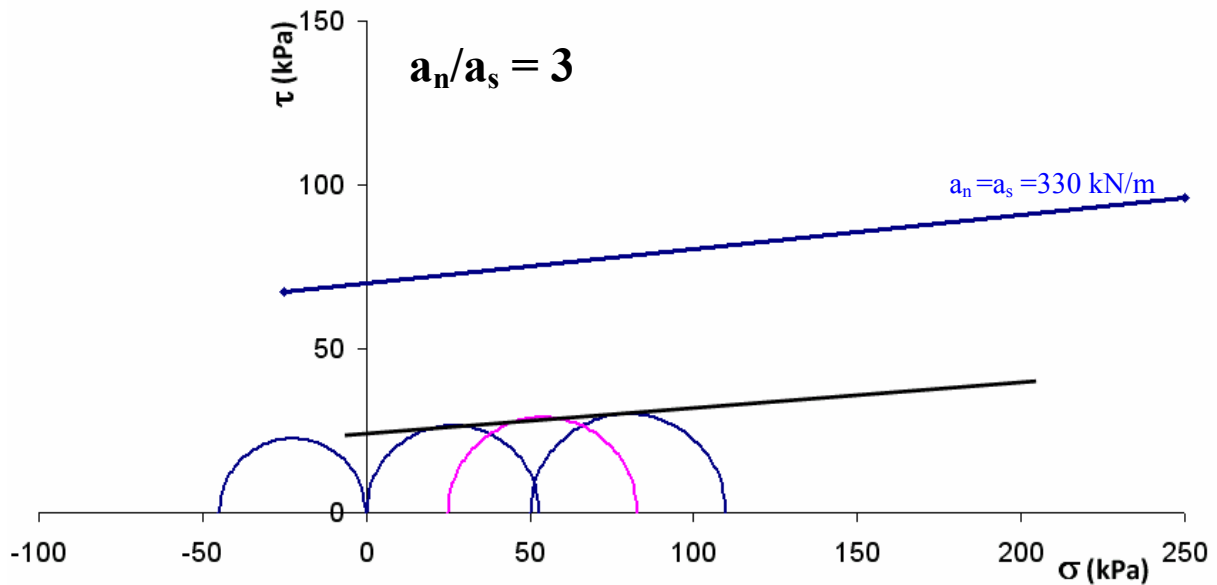


Figure 7-16 : Cercles de Mohr des contraintes (C3 : $a_n = 330$ kN/m et $a_s = 110$ kN/m)

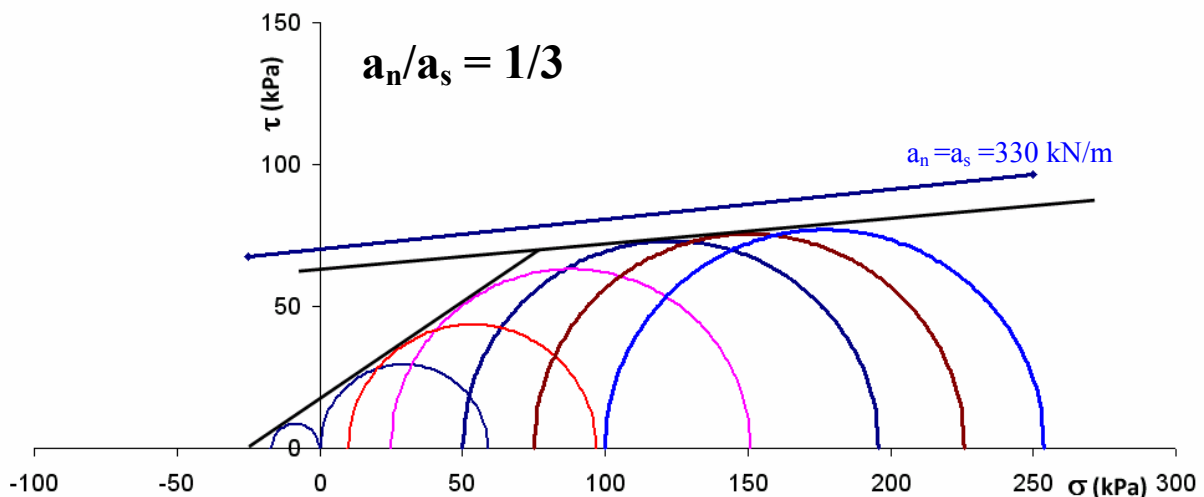


Figure 7-17 : Cercles de Mohr des contraintes (C4 : $a_n = 110$ kN/m et $a_s = 330$ kN/m)

Nous constatons sur ces figures (Figure 7-15, Figure 7-16) qu'une diminution de a_s par rapport à a_n entraîne une diminution du rapport R_c/R_t qui tend vers 1 pour des rapports a_n/a_s élevés. Nous rappelons que, dans ce cas, les ruptures des contacts de l'échantillon se font essentiellement par cisaillement. Que ce soit en traction directe ou en compression simple, les mécanismes de cisaillement dans l'échantillon sont très similaires compte tenu des modes de sollicitation (ruptures orientées à 45°) d'où des valeurs de R_c et R_t qui tendent vers une valeur commune. Une baisse de a_s entraîne logiquement, compte tenu du mode de rupture par cisaillement des contacts, une diminution des caractéristiques mécaniques du matériau (Figure 7-15 et Figure 7-16).

Dans le cas contraire (Figure 7-17), une diminution de a_n par rapport à a_s implique conjointement une diminution de R_t et de R_c avec une légère augmentation du rapport R_c/R_t . Dans ce cas, les ruptures des contacts sont essentiellement des ruptures par traction dans des directions qui diffèrent suivant le mode de sollicitation appliqué (traction ou compression). Pour des forts confinements les efforts de traction tendent à diminuer comparativement aux efforts de cisaillement par fermeture des contacts (d'où une influence moindre de a_n sur le

comportement macroscopique restitué). Les courbes macroscopiques pour les forts confinements sont donc peu affectées par une diminution de a_n . Pour les faibles confinements, la diminution des caractéristiques mécaniques du matériau est importante.

En conclusion le modèle de contact utilisé ne permet pas par le simple choix de a_s et a_n de calibrer aisément le modèle numérique sur des valeurs de R_t et de R_c fixées. En effet, au vu des résultats présentés ils semblent que des rapports R_c/R_t supérieur à 5 soient difficiles à obtenir. Rappelons néanmoins que pour une meilleure compréhension des mécanismes de rupture de l'échantillon les simulations numériques présentées dans ce chapitre sont effectuées sans frottement macroscopique ($\mu = 0$).

7.3.3. Adaptation des lois de contact

Les résultats présentés montrent que le modèle tel que décrit précédemment ne peut restituer le comportement macroscopique d'un matériau argileux pour des rapports R_c/R_t élevé, d'où la nécessité de le faire évaluer soit par la prise en compte d'un frottement macroscopique soit en modifiant les lois de contact.

Par rapport au modèle actuel deux inconvénients ont été recensés :

Le premier est lié à la valeur seuil en cisaillement qui est définie comme étant la plus grande des deux valeurs C_s et $F_n \cdot \mu$ (équation (6-11)). De ce fait l'action du modèle cohésif et frottant n'est pas simultanée mais alternative. Pour des valeurs faibles du confinement c'est le modèle cohésif qui prédomine (influence de C_n et C_s), pour des confinements élevés (paramètres d'adhésion faible au regard des contraintes de confinement appliquées) seul le comportement frottant est activé. Pour palier à cet inconvénient une nouvelle loi de contact basée sur la définition d'un seuil cohésif et frottant a été proposée en modifiant la valeur seuil en cisaillement (équation (7-1)) :

$$F_s < (C_s + F_n \cdot \mu) \quad (7-1)$$

Le second est lié au mode de rupture qui stipule que lorsque la valeur limite de $F_{s(\max)}$ est atteinte, le lien cohésif (lié à C_s) est rompu même si le contact frottant persiste. La constante C_s est dans ce cas supposée égale à zéro. Un nouveau modèle de contact a donc été proposé pour conserver la valeur seuil du cisaillement quand le contact frottant persiste, ce qui devrait engendrer un comportement moins fragile du matériau.

En conclusion, quatre modèles de contact ont donc été testés :

- le modèle de base de PFC basé sur une valeur seuil en cisaillement définie par l'équation (6-11) et sur l'annulation des forces cohésives lorsque la valeur seuil en cisaillement est atteinte.
- La loi de contact (notée 1) basée sur une valeur seuil en cisaillement définie par l'équation (7-1) et sur l'annulation des forces cohésives lorsque la valeur seuil en cisaillement est atteinte.
- La loi de contact (notée 2) basée sur une valeur seuil en cisaillement définie par l'équation (6-11) et sur le maintien des forces cohésives lorsque la valeur seuil en cisaillement est atteinte.

- La loi de contact (notée 3) basée sur une valeur seuil en cisaillement définie par l'équation (7-1) et sur le maintien des forces cohésives lorsque la valeur seuil en cisaillement est atteinte.

A noter, que la définition d'un modèle de comportement plus sophistiqué nécessiterait une connaissance expérimentale plus approfondie du matériau en particulier au niveau micro structural (ce qui paraît actuellement difficile, compte tenu des difficultés expérimentales rencontrées au niveau de l'échantillon). D'autre part, l'implémentation des lois 1 à 3 dans le code de calcul PFC nécessite pour chaque contact une modification des forces d'interaction et donc augmente de façon conséquente les temps de calcul. Des modèles de contact plus sophistiqués conduiraient également à des temps de calcul encore plus importants.

Les limites en traction et en cisaillement de chaque modèle de contacts sont présentées sur les figures suivantes. On y représente la limite pouvant être atteinte à la rupture et la limite admissible après rupture. Les flèches pointillées indiquent l'évolution vers le domaine admissible après rupture de la loi de contact.

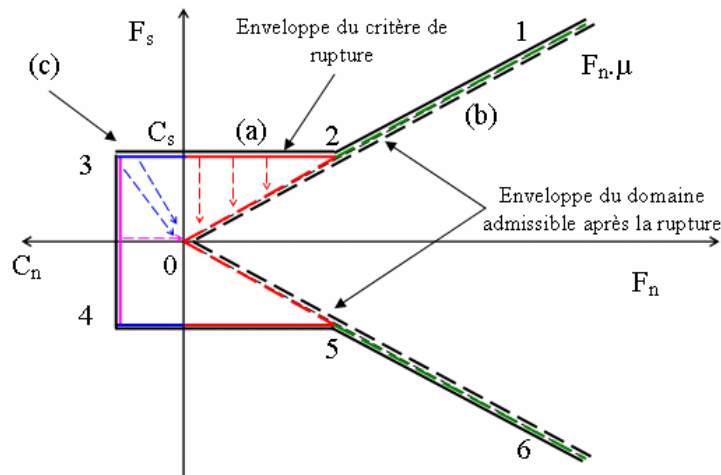


Figure 7-18: Limites en traction et en cisaillement - Loi de base

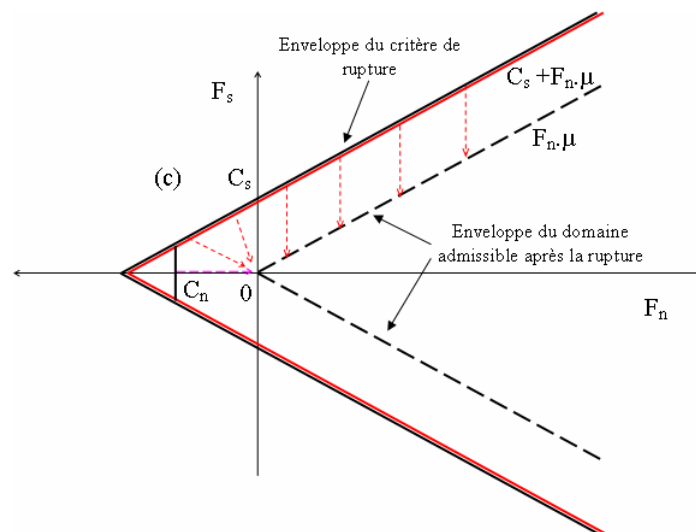


Figure 7-19: Limites en traction et en cisaillement - Loi numéro 1

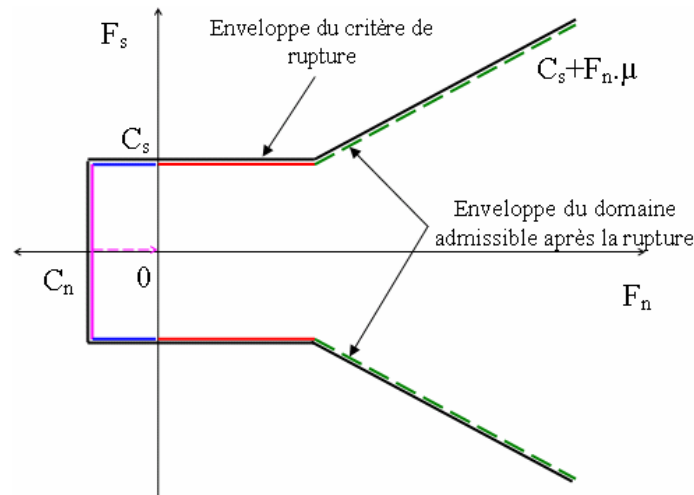


Figure 7-20: Limites en traction et en cisaillement - Loi numéro 2

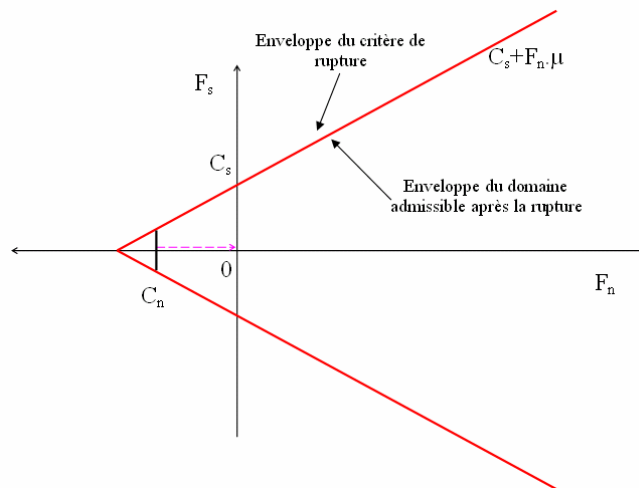


Figure 7-21: Limites en traction et en cisaillement - Loi numéro 3

Afin d'appréhender l'influence des différentes lois de contact sur le comportement macroscopique restitué, des simulations numériques ont été réalisées pour une granularité similaire à celle définie à la partie 6.3.2 et un jeu de paramètres donné (Tableau 7-5). Le matériau a été mis en place à densité maximale. Les résultats de l'ensemble des simulations effectués (biaxiaux, traction et compression) sont synthétisés sur la Figure 7-22 sous la forme des cercles de Mohr. Nous pouvons voir sur cette figure l'apport de chacune des lois testées sur le comportement mécanique restitué.

Paramètres microscopiques	Valeurs
Nombre de particules	2000
k_n (kN/m)	$20 \cdot 10^3$
k_s (kN/m)	$20 \cdot 10^3$
n (%)	15,9

μ	0,2
a_n (kN/m)	400
a_s (kN/m)	400

Tableau 7-5 : Paramètres microscopiques du modèle numérique cohésif

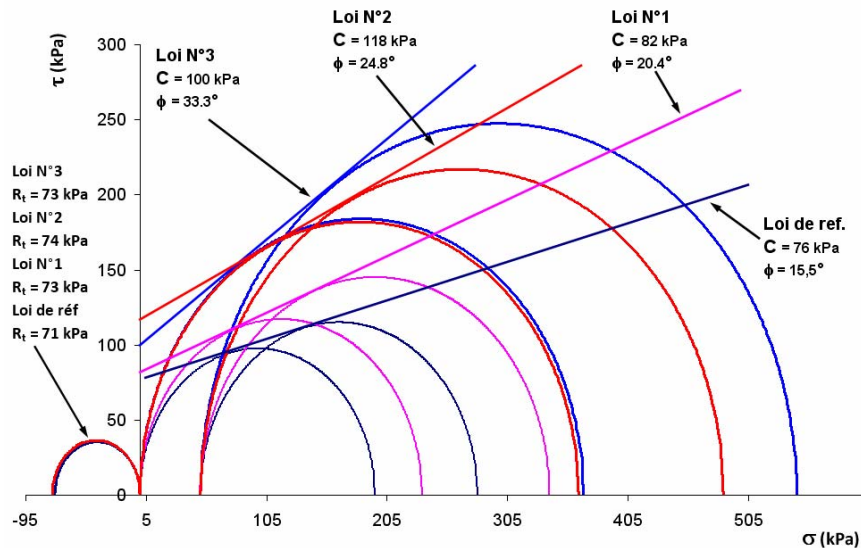


Figure 7-22 : Comportements macroscopiques obtenus pour les lois de contact proposées.

La Figure 7-23 met en relief les différents résultats en compression simple et en traction avec les quatre lois de contact testées. Nous constatons que les nouvelles lois proposées n'ont que peu d'incidence sur le comportement en traction directe de l'échantillon numérique ce qui paraît logique compte tenu du fait que le critère de rupture en traction des contacts n'a pas été modifié. En revanche l'impact des différentes lois de contact sur le comportement en compression de l'échantillon est plus conséquent du fait d'une augmentation de la valeur seuil en cisaillement. On notera un gain important de résistance en compression simple pour les lois 2 et 3 qui conduisent à des résultats assez comparables. Pour des confinements plus importants (Figure 7-22), la loi 3 prenant en compte une valeur seuil cohésive et frottante induit des résistances logiquement plus importantes.

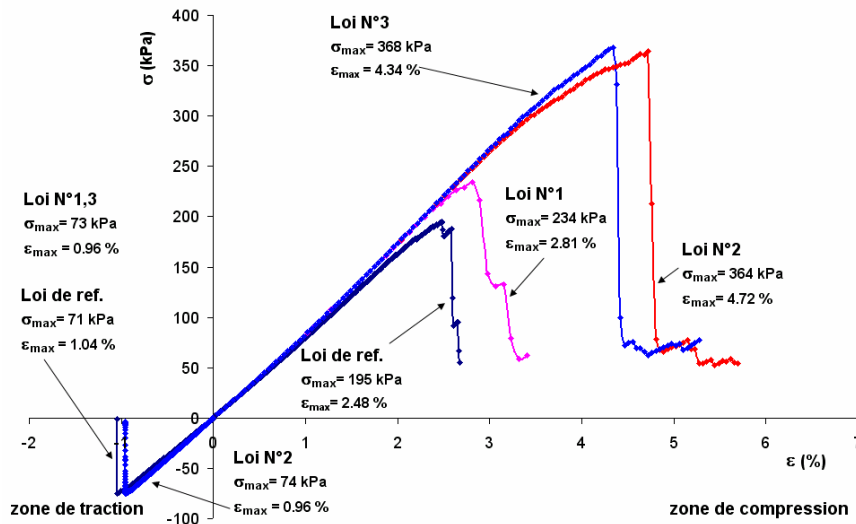


Figure 7-23 : Résultats de compression simple et de traction directe pour les quatre lois de contact testées.

7.3.4. Détermination des paramètres du matériau cohésif de l'expérimentation en vraie grandeur

La finalité de cette étude est de déterminer les paramètres microscopiques du modèle discret pour simuler le milieu cohésif tel que celui mis en œuvre dans les expérimentations de soulèvement. De nombreuses simulations numériques, mettant en œuvre les lois de contact précédentes, ont été réalisées. Les résultats les plus pertinents, vis-à-vis de l'objectif affiché, sont présentés ci-après. A noter que le calibrage des paramètres a été fait sur la base des modules d'élasticité (E) et sur les résistances à la traction (R_t) et à la compression (R_c) et qu'à ce titre, plusieurs jeux de paramètres seraient possibles. La loi de contact qui a été retenue est la loi N°2. La granulométrie de l'assemblage granulaire est similaire à celle définie au chapitre précédent. Les paramètres micromécaniques permettant de calibrer au mieux le modèle numérique sont ceux du Tableau 7-6.

Paramètres microscopiques	Valeurs
Nombre de particules	5000
k_n (kN/m)	$5 \cdot 10^3$
k_s (kN/m)	$5 \cdot 10^3$
μ	0,2
a_n (kN/m)	80
a_s (kN/m)	160

Tableau 7-6 : Paramètres retenus pour la modélisation du matériau cohésif visé

	Compression simple (R _c)	Traction directe (R _t)	Biaxial (σ ₃ = 25 kPa)	R _c /R _t
Résistance (kPa)	168	16,3	236	10,3
E (MPa)	3,7	3,1	3,5	

Tableau 7-7 : Résultats en compression et en traction directe des échantillons numériques testés

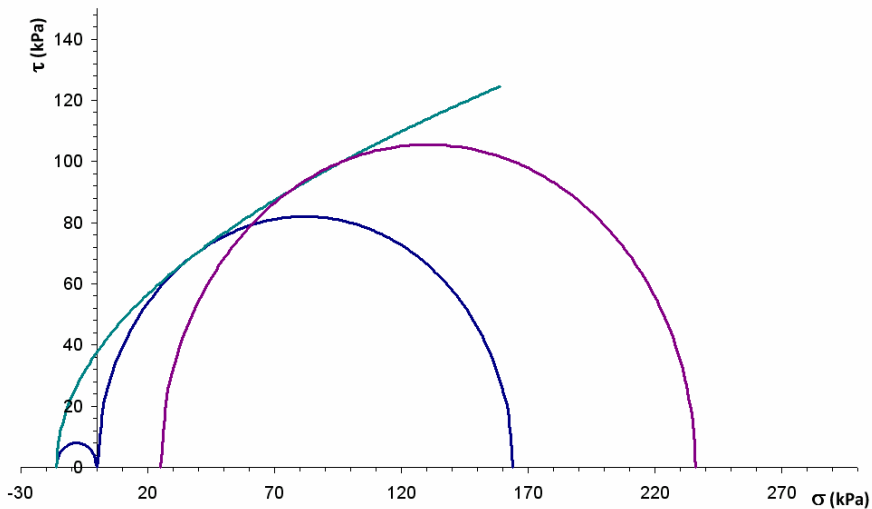


Figure 7-24 : R_c et R_t dans le plan de Mohr du modèle de l'argile

Les résultats des modélisations numériques sont reportés dans le Tableau 7-7 et sur la Figure 7-24. Nous constatons que les valeurs macroscopiques obtenues numériquement sont proches des valeurs recherchées. Le critère de comportement mécanique de forme parabolique est bien vérifié.

⇒ *Ce modèle numérique sera donc retenu pour modéliser le matériau argileux des expérimentations de soulèvement de la couche d'argile.*

Chapitre 8. Application de la modélisation numérique aux essais en vraie grandeur

8.1. Introduction

L'objectif de cette partie est de modéliser les essais de soulèvement des couches d'argile que nous avons décrits dans le chapitre 5. Il s'agit d'une couche d'argile presque saturée, compactée et superposée à une couche de sable sec non compacté. Les trois essais en vraie grandeur T1, T2, T3 seront reproduits par la méthode des éléments discrets afin d'obtenir des résultats comparables à ceux recueillis expérimentalement. Nous supposons que le problème peut être traité comme un problème plan ce qui ne reflète que partiellement la réalité.

8.2. Description de l'essai numérique

L'étude menée dans le chapitre 7 permet de réaliser des échantillons numériques à une porosité donnée avec la méthode ERDF. La géométrie du modèle est proche de la réalité de l'essai en vraie grandeur mais est restreinte à une modélisation en plan selon une coupe verticale. La couche de sable lâche a été modélisée par un ensemble d'assemblages de disques auxquels on a attribué les paramètres microscopiques décrits dans le Tableau 8-1. Elle fait 10 m de longueur. Sa hauteur (h_s) varie selon chacun des essais T1, T2 et T3 comme présenté dans le Tableau 8-2 :

Paramètres microscopiques	Valeurs
k_n (kN/m)	$52.8.10^3$
k_s (kN/m)	$26.4.10^3$
n (%)	20
μ	0.455
a_n (kN/m)	0
a_s (kN/m)	0

Tableau 8-1 : Paramètres microscopiques pour le sable lâche du modèle

	T1	T2	T3
Argile : h_c (m)	0.6	0.8	0.9
Nombre des particules de la couche d'argile N_c	6000	8000	9000
Sable : h_s (m)	0.5	0.2	0.2
Nombre des particules de la couche de sable N_s	5000	2000	2000

Tableau 8-2 : Caractéristiques des couches de matériau des simulations

La couche d'argile est de même longueur que la couche de sable et a une hauteur h_c variable d'un essai à l'autre (Tableau 8-2). Il s'agit d'un ensemble granulaire de disques auxquels ont été affectés les paramètres microscopiques du Tableau 8-3. Tel que défini dans le chapitre précédent, la loi de contact N°2 a été retenue et les particules ont été positionnées à la densité maximale $n \approx 16\%$.

Paramètres microscopiques	Valeurs
Nombre de particules	N_c
k_n (kN/m)	$5 \cdot 10^3$ (kN/m)
k_s (kN/m)	$5 \cdot 10^3$ (kN/m)
n (%)	16
μ	0.2
a_n (kN/m)	80
a_s (kN/m)	160

Tableau 8-3 : Paramètres microscopiques pour l'argile du modèle

Les particules sont positionnées aléatoirement au sein des différentes couches, ce qui fait que deux simulations numériques réalisées dans des conditions similaires peuvent engendrer des résultats quelque peu différents. L'augmentation du nombre de particules permettrait de réduire les écarts qui pourraient être constatés.

Sur le pourtour du modèle, des parois ont été positionnées pour maintenir les particules et simuler le soulèvement. A la base du modèle, cinq parois mobiles articulés sont déplacés simultanément soit horizontalement, verticalement, ou en rotation pour simuler le soulèvement de la partie centrale de la couche d'argile. Ces parois ont un frottement microscopique identique à celui du sable avec lequel ils sont en contact (Figure 8-1).

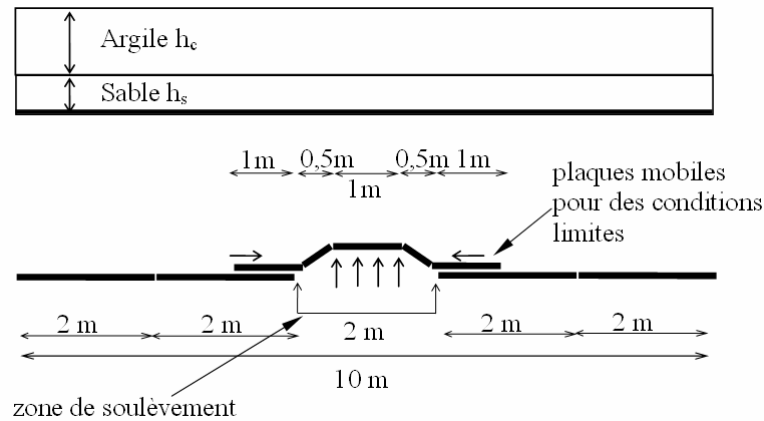


Figure 8-1 : Géométrie d'un essai de soulèvement

Avant l'essai de soulèvement, les couches de sable et d'argile sont soumises à leur poids propre par application de la gravité et ce jusqu'à ce qu'un équilibre soit obtenu. L'essai de soulèvement par lui-même est obtenu par le déplacement progressif des parois à vitesse constante.

Nous avons réalisé six simulations numériques (deux échantillons pour chaque géométrie testée). L'effort résultant sur la paroi est mesuré en continu et des images de la simulation, permettant de visualiser les mécanismes d'ouverture de la fissuration, sont prises au cours du processus d'endommagement.

8.3. Résultats

Chaque essai numérique de soulèvement dure environ 4 jours. Les résultats donnent l'effort vertical résultant (kN/m^2) appliqué sur la plaque centrale en fonction de son déplacement vertical (cm) (Figure 8-2, Figure 8-3, Figure 8-4). Pour chaque essai T1, T2, T3, nous présentons l'évolution de la fissuration au cours du soulèvement (Figure 8-5, Figure 8-6, Figure 8-7) ainsi que les valeurs de déplacements correspondant à l'apparition de la première fissure (Tableau 8-4).

	T1	T2	T3
Déplacement de la plaque à la 1 ^{ère} fissure (cm)	1.8	2.4	1.4
Déplacement de la plaque à la fin de l'essai (cm)	22.6	22.9	21.8
Effort résultant à la fin de l'essai (kN/m^2)	35	37	51

Tableau 8-4 : Résultats numériques des essais de soulèvement

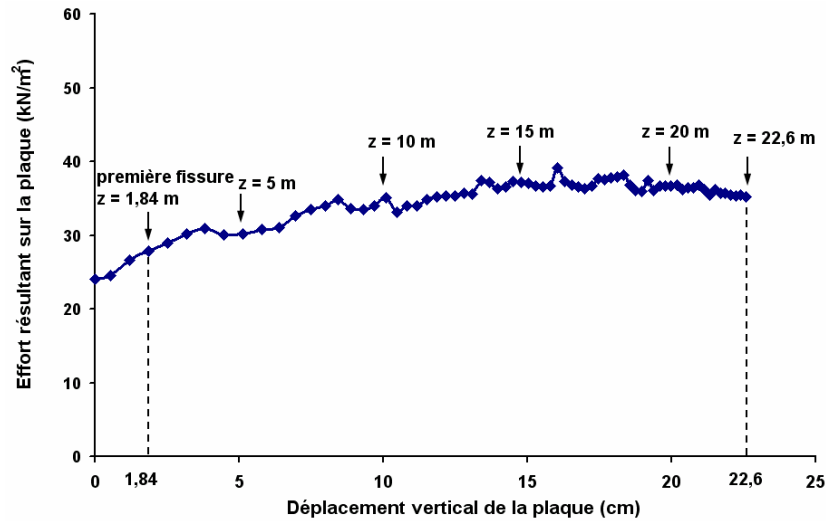


Figure 8-2 : Résultats numériques de l'évolution des efforts résultants sur la plaque centrale pour l'essai T1 ($h_c = 0.6$ m et $h_s = 0.5$ m)

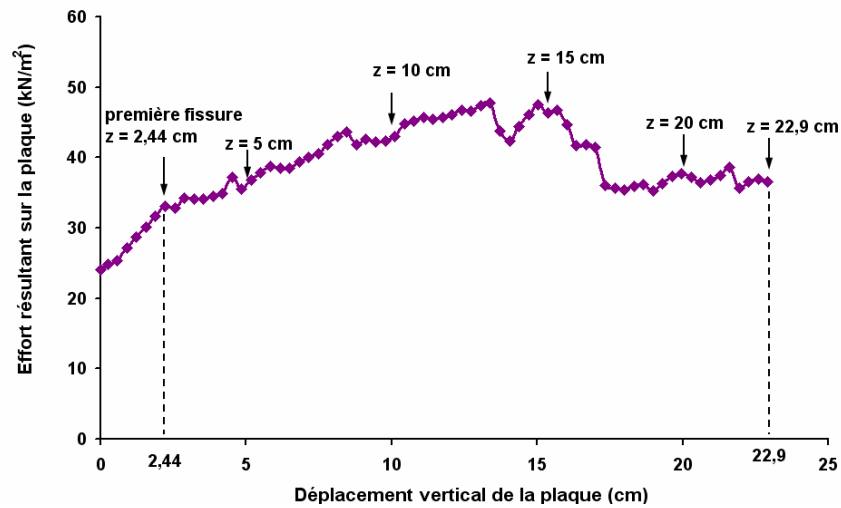


Figure 8-3 : Résultats numériques de l'évolution des efforts résultants sur la plaque centrale pour l'essai T2 ($h_c = 0.8$ m et $h_s = 0.2$ m)

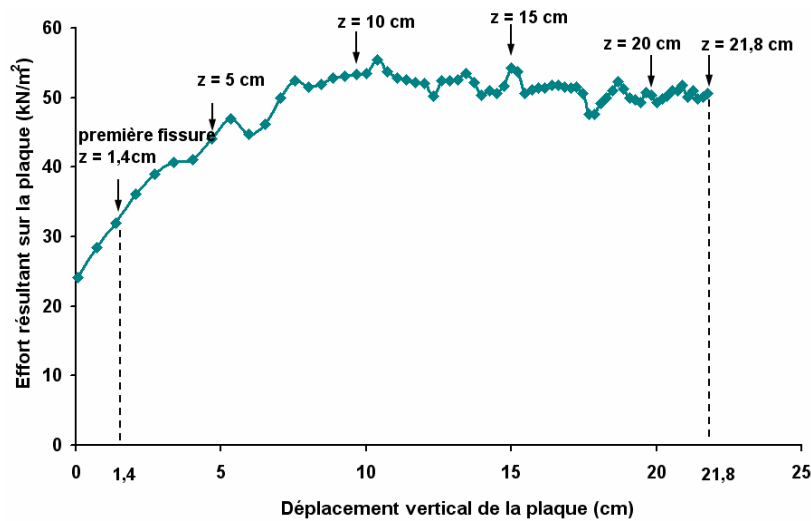


Figure 8-4 : Résultats numériques de l'évolution des efforts résultants sur la plaque centrale pour l'essai T2 ($h_c = 0.9$ m et $h_s = 0.2$ m)

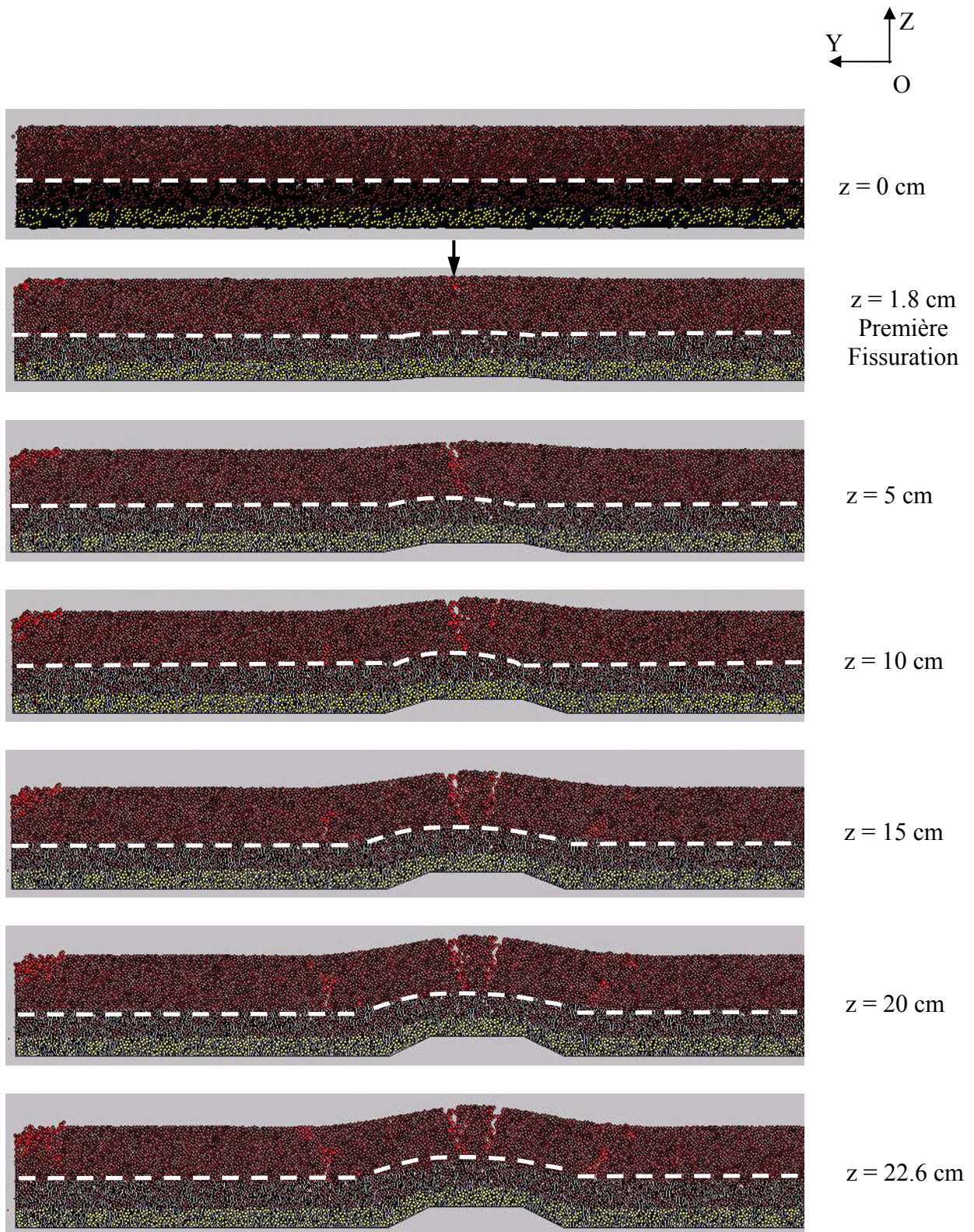


Figure 8-5 : Evolution de la fissuration pour l'essai T1 ($h_c = 0.6$ m et $h_s = 0.5$ m)

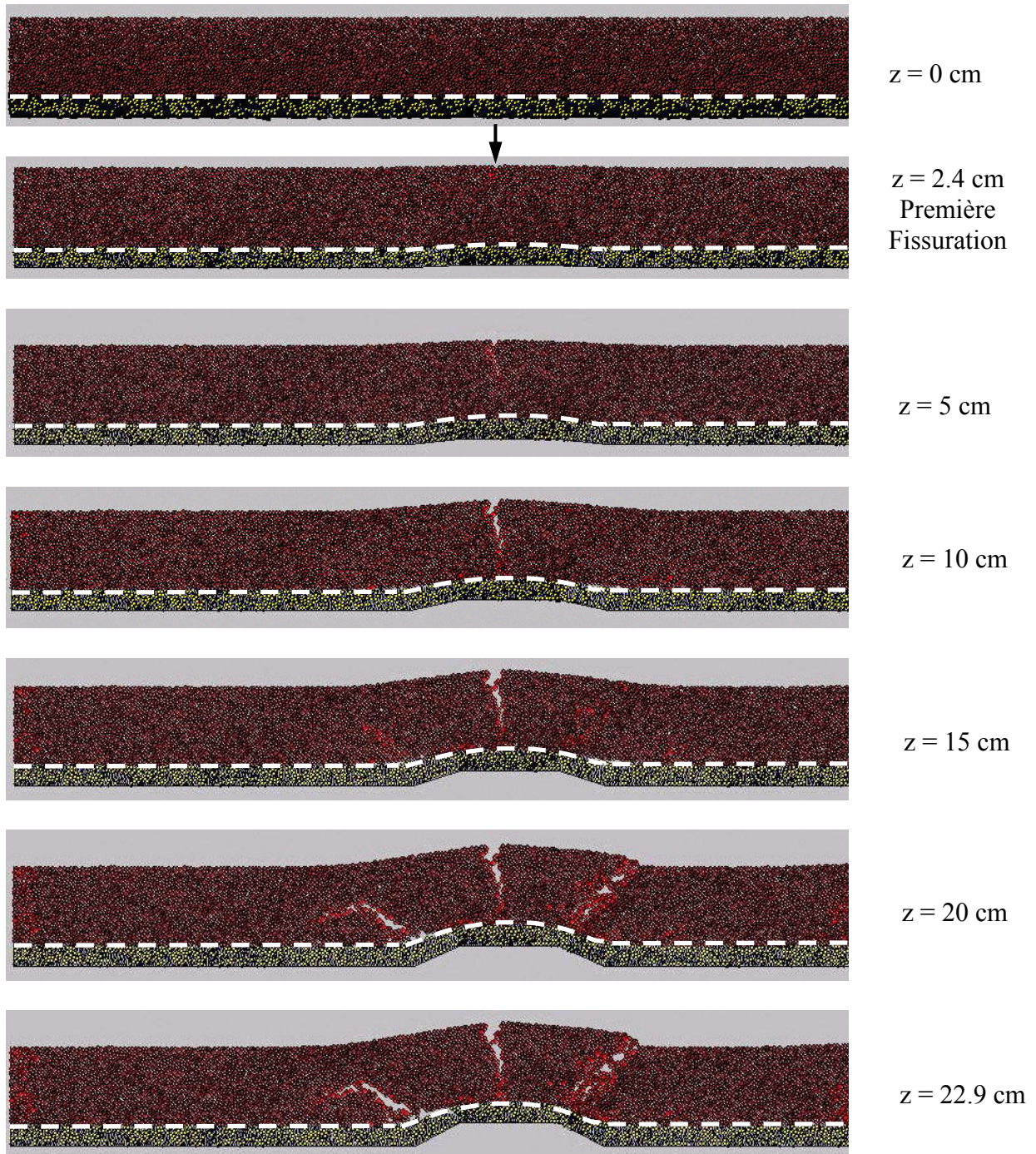
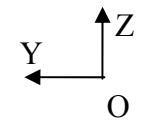


Figure 8-6 : Evolution de la fissuration pour l'essai T2 ($h_c = 0.8 \text{ m}$ et $h_s = 0.2 \text{ m}$)

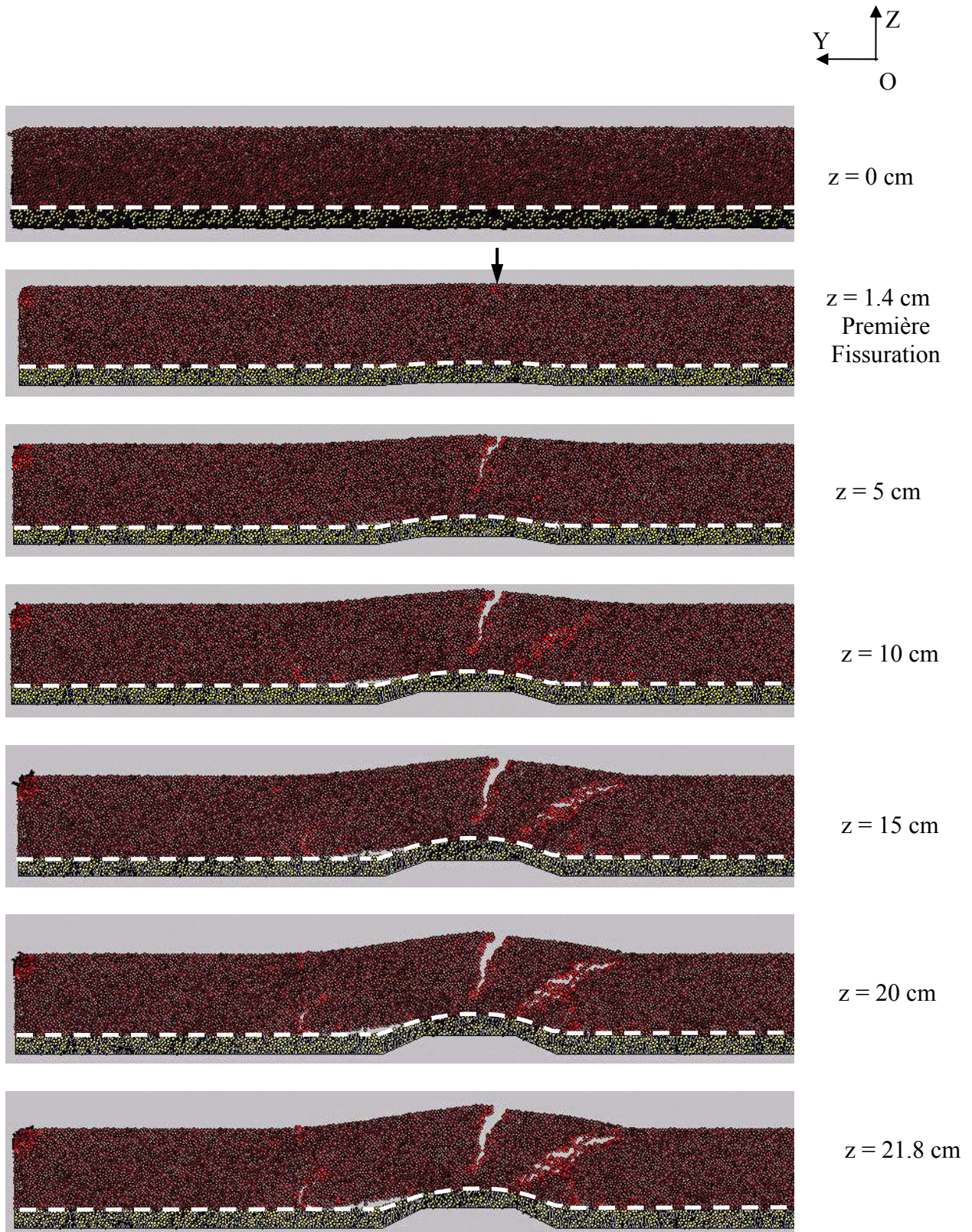


Figure 8-7 : Evolution de la fissuration pour l'essai T3 ($h_c = 0.9$ m et $h_s = 0.2$ m)

A partir des résultats des simulations numériques, il est possible de caractériser la fissuration de la couche d'argile par deux paramètres f_i et e_i ($i = 1, 2, 3$) qui représentent respectivement la profondeur et l'ouverture en surface des fissures principales pour chaque planche d'essai (Figure 8-8). Ces valeurs sont données à titre indicatif puisqu'elles sont fortement conditionnées par des mécanismes locaux d'ouverture et de propagation de fissure pouvant différer d'une géométrie initiale des particules à l'autre.

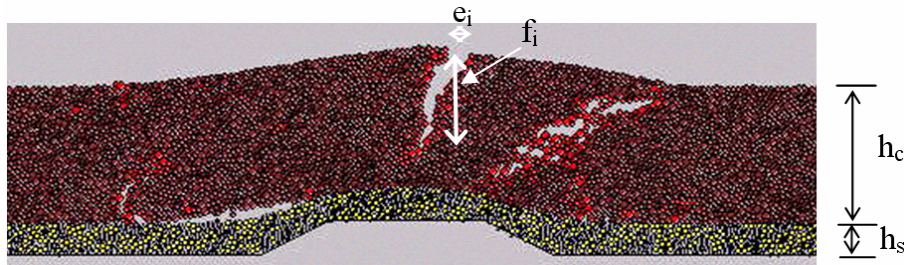


Figure 8-8 : Définition des grandeurs f_i et e_i caractéristiques des fissures

Les résultats sont donnés pour chaque planche d'essai et pour différentes valeurs du déplacement vertical de la plaque z dans le Tableau 8-5 et le Tableau 8-6. A titre de comparaison, les résultats relatifs à la profondeur de la fissure ont été normalisés en fonction de l'épaisseur de la couche d'argile concernée (h_{ci}) grâce au rapport f_i/h_{ci} (%).

Planche d'essai	T1		T2	T3
	$e_{1(1\text{ère fissure})}$ (cm)	$e_{1(2\text{ème fissure})}$ (cm)	e_2 (cm)	e_3 (cm)
0	0	0	0	0
5	5	0	6	5
10	13	3	11	8
15	13	4	13	12
20	14	6	14	14
z_{fin}	14	8	15	15

Tableau 8-5 : Evolution de l'ouverture des fissures pour les différents essais

Planche d'essai	T1				T2		T3	
	1 ^{ère} fissure		2 ^{ème} fissure					
Z (cm)	f_1 (cm)	f_1/h_{c1} (%)	h_1 (cm)	f_1/h_{c1} (%)	f_2 (cm)	f_2/h_{c2} (%)	f_3 (cm)	f_3/h_{c3} (%)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	17.6	29.3	0	0.0	30	37.5	42.1	46.8
10	31.4	52.3	16	26.7	43.8	54.8	57.8	64.2
15	35.8	59.7	26	43.3	53.8	67.3	61.6	68.4
20	46.5	77.5	29	48.3	53.8	67.3	61.6	68.4
Z_{fin}	46.5	77.5	30	50.0	56.9	71.1	61.6	68.4

Tableau 8-6 : Evolution de la profondeur des fissures pour les différents essais

Afin d'apprécier la variabilité des mécanismes de propagation de fissure en fonction de la discrétisation initiale de la couche d'argile, deux essais de soulèvement réalisés dans des conditions similaires (mais avec des positions initiales des particules différentes) ont été réalisés pour la planche d'essai T3. Les résultats issus de la comparaison sont donnés sur la Figure 8-9 et la Figure 8-10.

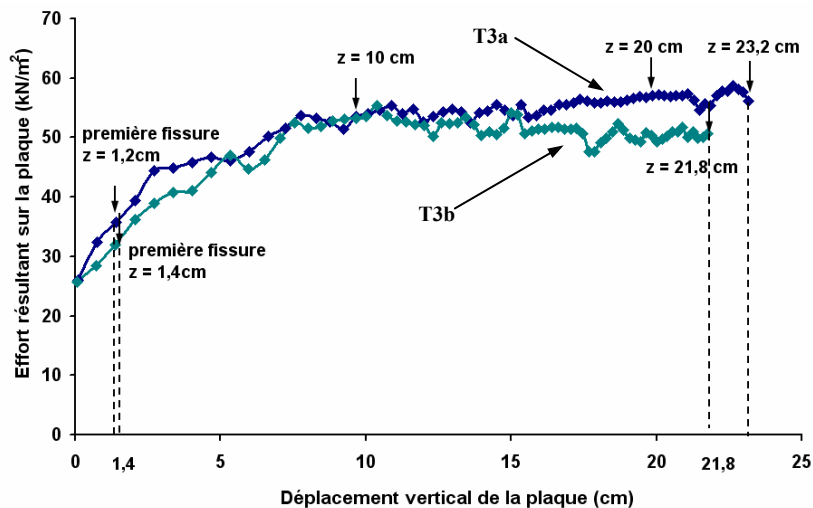


Figure 8-9 : Comparaison des efforts résultants de l'essai T3 pour les deux discrétisations initiales testées T3a et T3b

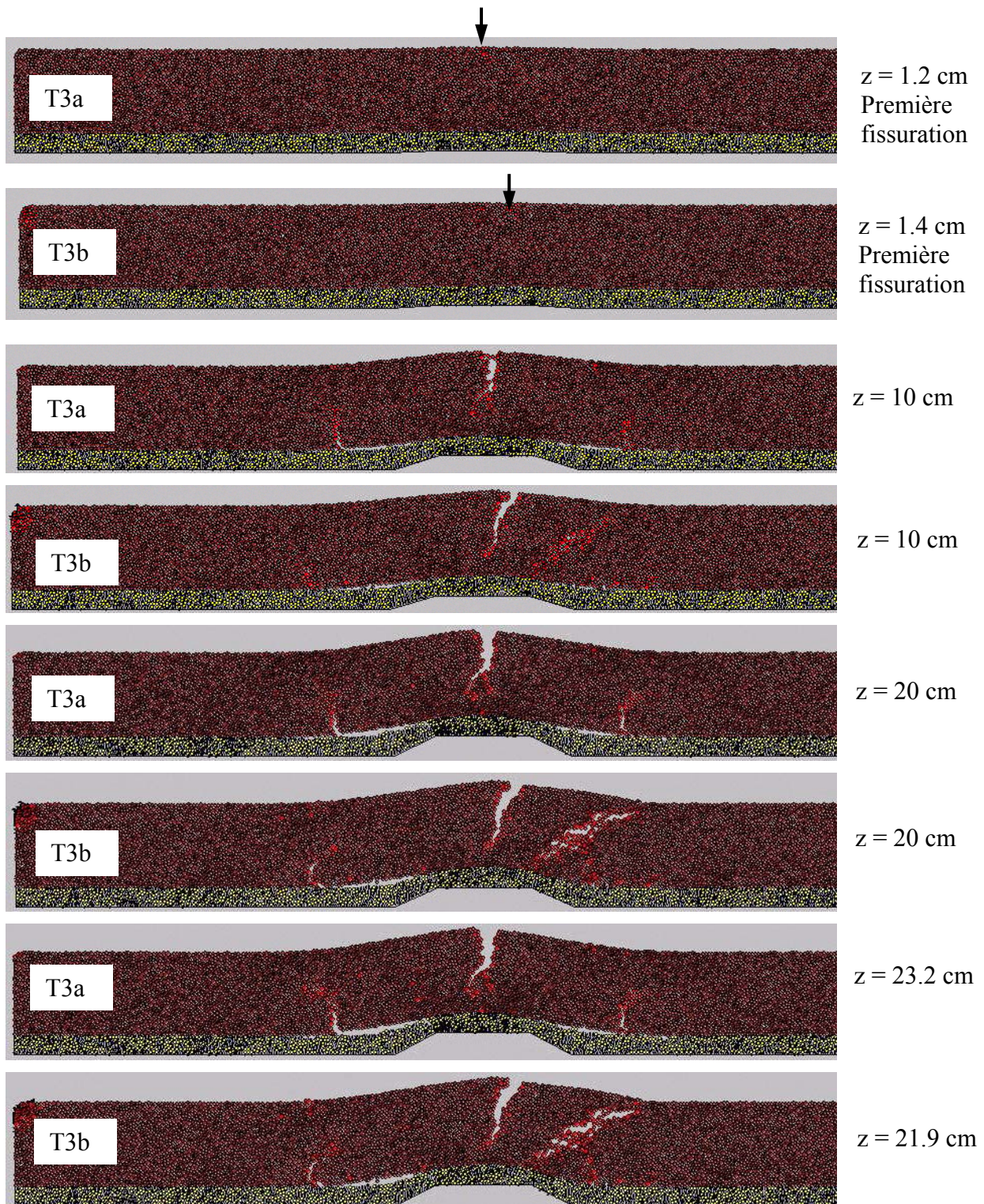


Figure 8-10 : Evolution de la fissuration de l'essai T3 pour les deux discrétisations initiales testées T3a et T3b

Si nous comparons les efforts résultants sur la plaque centrale, pour les deux discrétisations testées, nous constatons que ceux-ci restent comparables en termes de déplacement à l'ouverture de la première fissure et en termes d'effort maximal enregistré. Les différences obtenues sont liées à des mécanismes locaux spécifiques à chaque discrétisation. L'initiation de la rupture par l'ouverture d'une fissure centrale est similaire d'une simulation à

l'autre. En revanche, l'évolution du réseau de fissures varie d'un cas à l'autre. Néanmoins, les résultats de ces deux discrétisations restent très comparables.

8.4. Discussion et comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Les résultats numériques et expérimentaux ont été comparés en termes de mécanismes de fissuration et d'efforts de soulèvement en fonction du déplacement. Compte tenu qu'un certain nombre d'interrogations persistent quant à la validité des résultats expérimentaux nous nous efforcerons de vérifier d'une part la cohérence du modèle numérique et d'autre part que les mécanismes dans leur ensemble sont bien reproduits.

8.4.1. Initiation des fissures

L'un des aspects majeurs relatif au bon fonctionnement de la couche d'argile en tant que barrière d'étanchéité est lié au mode de fissuration et notamment à l'initiation de la première fissure. Les résultats expérimentaux et numériques du déplacement de la plaque à l'ouverture de la première fissure sont comparés entre eux dans le tableau 8-7. On constate que pour la planche T1, les fissures apparaissent quand la plaque se soulève de 1.8 cm. Cette valeur est de 2.4 cm pour la planche T2 et 1.4 cm pour la planche T3. Expérimentalement, les fissures commencent à s'ouvrir quand la plaque s'élève d'environ 2 cm (Tableau 5-3) ce qui nous laisse penser que les simulations numériques semblent capables de bien reproduire l'initiation de la fissure des essais de soulèvement.

Planche d'essai	T1	T2	T3
Déplacements numériques de la plaque à la 1 ^{ère} fissure en cm	1.8	2.4	1.4
Déplacements expérimentaux de la plaque à la 1 ^{ère} fissure en cm	2	2	3

Tableau 8-7 : Comparaison numérique et expérimentale de l'initiation des fissures

8.4.2. Modes de propagation de la fissuration

On souhaite au travers des comparaisons suivantes vérifier que le modèle numérique est capable de reproduire, pour différentes épaisseurs de la couche d'argile, l'allure et le mode de propagation de la fissuration.

Pour la planche T1 de faible épaisseur ($h_c = 0.6$ m), on constate qu'il y a numériquement deux fissures qui apparaissent sur la fibre supérieure de la couche d'argile comme c'est le cas pour les résultats expérimentaux. En général, on constate que les fissures s'ouvrent progressivement au fur et à mesure du soulèvement de la plaque (Figure 8-5, Figure 8-6, Figure 8-7). Néanmoins, à partir du moment où la deuxième fissure apparaît dans la couche d'argile, la première fissure se développe beaucoup moins et peut arrêter de se propager (Tableau 8-5 et Tableau 8-6). A la fin des essais numériques et expérimentaux de l'expérimentation T1 (Figure 8-11), les profondeurs des fissures ont des dimensions comparables qui représentent la quasi totalité de la couche d'argile (46.5 cm de profondeur pour le modèle numérique et 48 cm pour l'expérimentation, (Tableau 8-8)). De même, en fin

d'essai, on observe numériquement et expérimentalement une fissure qui apparaît en partie basse de la couche d'argile sur les parties droites et gauches de la zone de soulèvement. Le décollement, bien visible sur les modélisations numériques des planches d'essai T2 et T3 est plus diffus dans le cas de la planche T1. Ceci est lié au fait que la couche de sable plus épaisse accepte des déformations plus importantes et s'adapte plus facilement à la déformation de la couche d'argile. A noter que lorsque des fissures apparaissent latéralement dans la couche d'argile, le décollement entre les couches tend à se réduire.

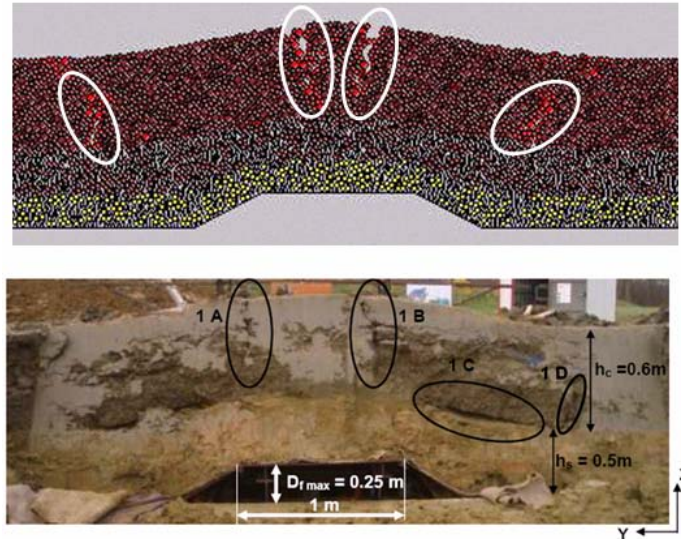


Figure 8-11 : Vues de la couche d'argile en fin de l'essai T1 numérique et expérimental

Pour la planche T3 de plus forte épaisseur ($h_c = 0.9$ m), on constate (Figure 8-12) l'apparition d'une fissure centrale qui progresse en profondeur. A partir d'une certaine déformation, une fissure latérale apparaît et progresse en fonction du soulèvement de la couche d'argile. On constate que la forme en termes d'ouverture ou de profondeur de la fissure centrale obtenue numériquement est en tout point similaire à celle obtenue expérimentalement (ouverture de 15 cm et profondeur de 61.6 cm pour la modélisation numérique contre 15 cm d'ouverture et profondeur de 55 cm pour l'expérimentation T3, (Tableau 8-8)).

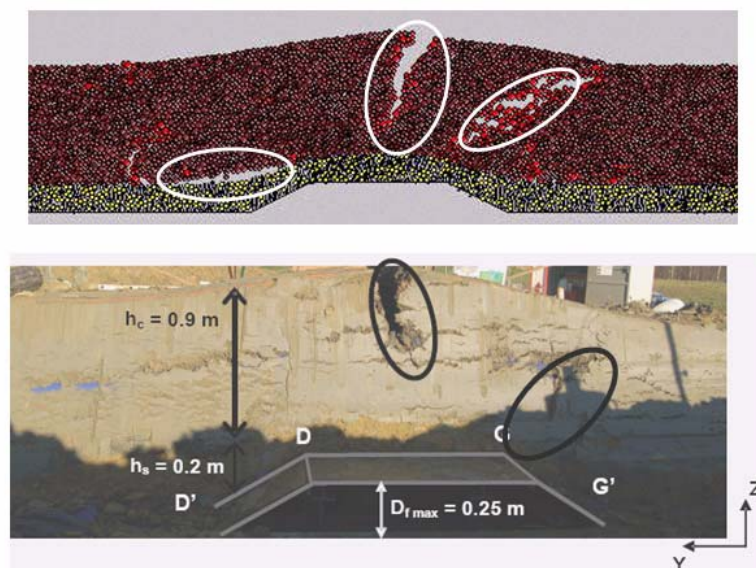


Figure 8-12 : Vues de la couche d'argile en fin de l'essai T3 numérique et expérimental

Pour la planche T2 ($h_c = 0.8$ m), nous retrouvons numériquement des résultats très proches de ceux obtenus pour la planche T3. Expérimentalement le réseau de fissures est plus complexe mais de fortes similitudes persistent entre les résultats obtenus. Compte tenu que l'on ne retrouve numériquement qu'une seule fissure (contre trois expérimentalement) celle-ci se propage plus en profondeur et présente une ouverture plus forte (Figure 8-13).

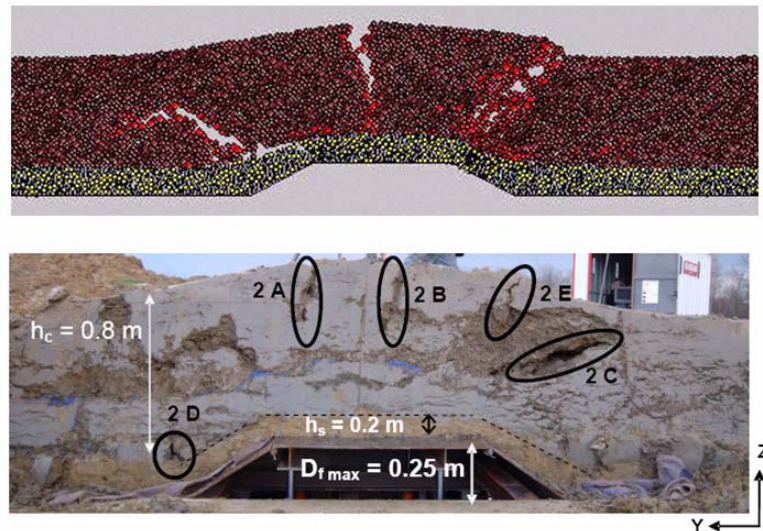


Figure 8-13 : Vues de la couche d'argile en fin des essais T2 numérique et expérimental

Dans les trois essais, nous pouvons observer que la couche de sable n'a aucun rôle mécanique sur le fonctionnement de la couche d'argile, quoique son épaisseur puisse limiter les décollements. Le rôle de l'épaisseur de la couche d'argile sur le mode de fissuration est avéré, une couche de forte épaisseur conduit à la formation d'une fissuration unique qui pénètre profondément dans la couche d'argile. Une couche d'argile moins épaisse conduit à un réseau de fissures assez différent. Globalement le modèle numérique permet de retrouver une bonne partie des résultats expérimentaux notamment sur le mode de propagation et la localisation des réseaux de fissures.

Planche d'essai	T1		T2		T3	
	Numérique	Expérimental	Numérique	Expérimental	Numérique	Expérimental
z (cm)	22.6	25	22.9	25	21.8	25
e_z (cm)	14	7	15	9	15	15
f_z (cm)	46.5	48	56.9	35	61.6	55

Tableau 8-8 : Caractéristiques de la fissuration à la fin des essais

8.4.3. Effort de soulèvement

Les efforts de poussée enregistrés expérimentalement permettent d'avoir des données quantitatives sur la résistance au soulèvement des couches d'argile. Ceux-ci sont malgré tout difficiles à interpréter et certaines réserves peuvent être émises quant à leur totale validité ; notamment l'augmentation de l'effort de soulèvement avec la diminution de l'épaisseur de la couche d'argile.

Afin de comparer les efforts résultants du soulèvement de la plaque, nous présentons ici les courbes expérimentales et numériques pour chaque planche d'essai sur le même graphique (Figure 8-14, Figure 8-15, Figure 8-16). Rappelons que le modèle numérique est supposé plan et qu'en réalité, le problème traité est tridimensionnel.

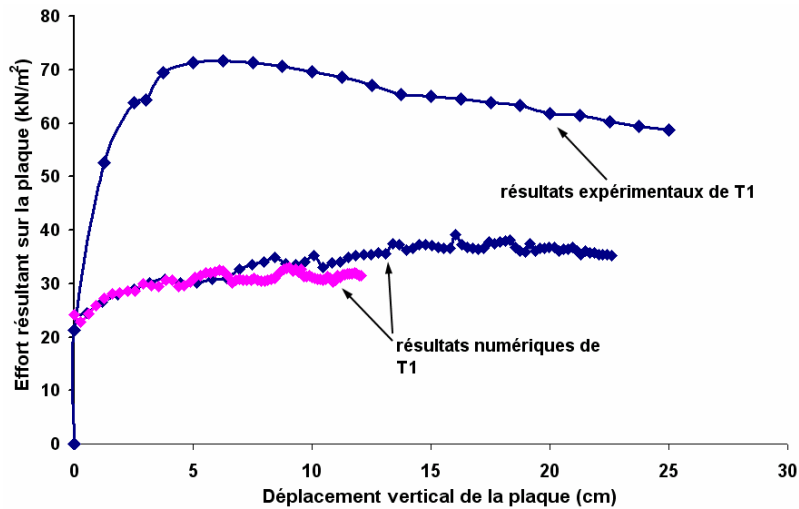


Figure 8-14 : Comparaison des efforts résultants numériques et expérimentaux sur l'essai T1 ($h_c = 0,6 \text{ m}$ et $h_s = 0,5 \text{ m}$)

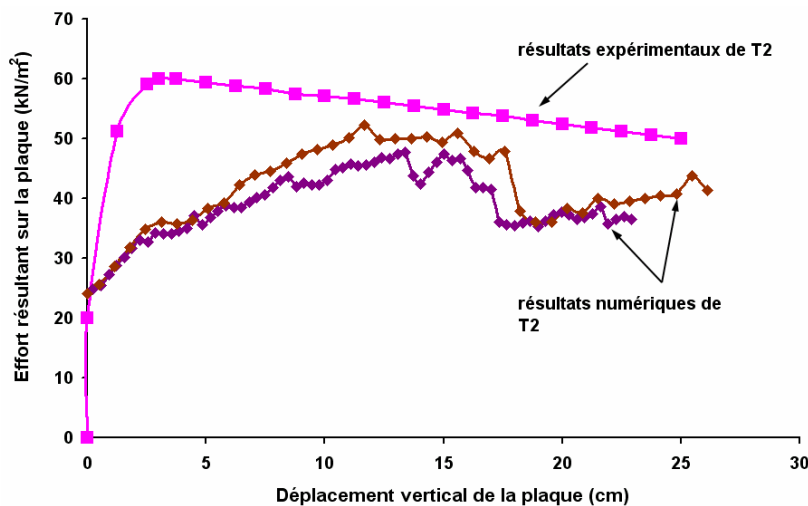


Figure 8-15 : Comparaison des efforts résultants numériques et expérimentaux sur l'essai T2 ($h_c = 0,8 \text{ m}$ et $h_s = 0,2 \text{ m}$)

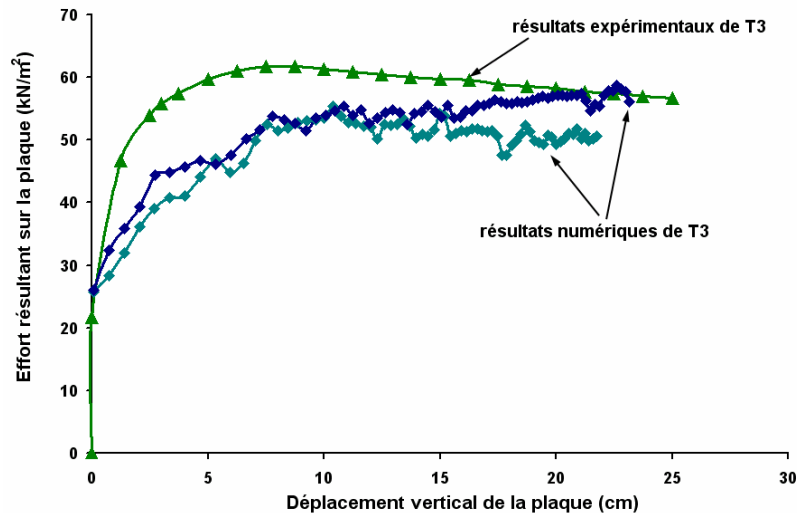


Figure 8-16 : Comparaison des efforts résultants numériques et expérimentaux sur l'essai T3 ($h_c = 0,9$ m et $h_s = 0,2$ m)

Nous constatons, sur la planche T1, qu'il existe une forte dispersion entre les résultats numériques et expérimentaux. La planche d'essai T1, étant la première réalisée et celle donnant les efforts de soulèvement (à modifier partout) les plus importants, des interrogations subsistent quant à la validité des efforts de soulèvement in-situ. Pour les planches T2 et T3, les résultats sont plus comparables, notamment pour les fortes valeurs de déplacement vertical de la plaque ($z \approx 15$ cm).

Expérimentalement, les efforts maximaux de soulèvement ont lieu au moment où la première fissure apparaît. Numériquement, cet événement a lieu après l'initiation des fissures. Les valeurs des efforts maximaux numériques sont inférieures aux valeurs trouvées expérimentalement pour les mêmes déplacements verticaux de la plaque.

D'un point de vue général, les efforts de soulèvement obtenus numériquement sont plus faibles que ceux trouvés expérimentalement. Ceci s'explique par l'hypothèse d'une modélisation 2D qui n'est que partiellement réaliste (efforts de soulèvement supplémentaires agissant dans la troisième direction) et par des conditions d'essais fortement idéalisées (pas de frottement au niveau du système de soulèvement, frottement faible entre les plaques et le sable, matériaux homogènes,...).

8.5. Conclusion

La méthode des éléments discrets permet, dans le cadre de ce travail, de modéliser des essais de soulèvement en vraie grandeur. Qualitativement, certains phénomènes ont été bien reproduits comme la fissuration des couches en fonction de l'épaisseur. Les zones de fissurations ou le décollement des couches de sable et d'argile entre elles. Numériquement, on montre que la résistance au soulèvement augmente avec l'épaisseur de la couche d'argile, ce qui n'a pas pu être observé expérimentalement.

D'un point de vue qualitatif, on peut estimer que le modèle numérique est bien adapté pour simuler le comportement au soulèvement d'une couche d'argile. Les modes de fissuration différents pour les couches de faibles ou fortes épaisseurs ont été correctement appréhendés. Quantitativement, les comparaisons sont plus difficiles à faire. D'abord à cause des hypothèses formulées numériquement (problème plan notamment) puis à cause des

difficultés expérimentales liées à la réalisation des expériences en vraie grandeur. L'intérêt du modèle numérique est qu'il permet de réaliser assez facilement un nombre de simulations importantes tout en conservant les géométries ou les caractéristiques des matériaux. Une suite à ce travail numérique consisterait à une étude paramétrique de sensibilité, exhaustive, pour une meilleure compréhension des mécanismes observés.

Conclusion générale

Les études rapportées dans ce rapport présentent, en premier lieu, le contexte de la couverture des centres de stockage de déchets. La couverture en générale et la couche d'argile en particulier doit supporter différentes sollicitations notamment une flexion et du cisaillement sous le tassement différentiels des déchets sous-jacents. Malgré ces conditions, la couche argileuse doit garder ses propriétés mécaniques et physiques pendant la phase de mise en œuvre et d'exploitation du site. Nos travaux s'attachent à étudier l'argile de l'Aptien inférieur utilisée pour la couverture du centre TFA de l'ANDRA.

Après une brève étude bibliographique, sur les centres de stockage de déchets en France et sur la réglementation en vigueur, la problématique de la couverture a été abordée. Une perméabilité de 10^{-9} m/s est requise pour cette structure. Nos études ont été consacrées à caractériser ce type de matériau.

L'argile est compactée, faiblement confinée et soumise à différentes sollicitations mécaniques. Une caractérisation physique a donc été nécessaire. Les essais de compactage ont été réalisés au laboratoire à une énergie de compactage de 100%. Les résultats ont permis de tracer la courbe Proctor de ce matériau. Ainsi, nous avons pu définir une zone où les conditions hydrauliques sont favorables pour la mise en œuvre du matériau.

Le comportement mécanique de l'argile compactée à plusieurs teneurs en eau a été étudié. Les résultats expérimentaux ont permis de déterminer la résistance à la compression simple et confinée et la résistance à la traction. L'argile a été testée, à court terme, dans les mêmes conditions hydromécaniques que sa mise en œuvre sur site. Une attention particulière a été portée à la détermination de la déformation à l'apparition de la fissuration. Des essais triaxiaux ont été réalisés sur l'argile compactée proche de la saturation et dans des conditions non drainées. Le comportement du matériau à la traction directe a été abordé. La rigidité du matériau pour plusieurs teneurs en eau a été déterminée. Nous avons ainsi déterminé les évolutions des paramètres macroscopiques apparents de l'argile en fonction de sa teneur en eau. Ces différentes lois d'évolution permettent de préciser les caractéristiques mécaniques de l'argile pour une teneur en eau et une énergie de compactage donnée. Finalement, ces études aboutissent à préciser les conditions favorables de mise en œuvre de l'argile en couverture étanche de centres de stockage de déchets.

Néanmoins, ces critères sont restrictifs au comportement non fissuré du matériau. L'évolution de l'endommagement n'a pas été abordée. De plus, certaines sollicitations comme le gel ou la dessiccation, non prises en compte, peuvent engendrer des dommages lors de la mise en œuvre et de la mise en service de l'ouvrage. C'est pourquoi, une alternative visant à améliorer le comportement mécanique de l'argile par des renforcements fibreux a été étudiée. Les études montrent que, même pour des teneurs en eau supérieures aux teneurs en eau optimales, l'argile renforcée présente un comportement fragile. La perte de ductilité peut atteindre 20%. Néanmoins, cette étude montre que le renforcement est une bonne solution dans le cas des couches d'argile. En effet, il permet d'augmenter la capacité portante donc la résistance de la couverture argileuse. Le matériau devient peut-être plus fragile mais il

supporte sans se rompre des charges plus importantes. Cependant, la mise en œuvre d'un tel matériau sur site reste délicate (à cause des fibres) et pour obtenir les mêmes garanties d'étanchéité, il faudra certainement augmenter l'énergie de compactage car rien n'est précisé sur la perméabilité de ce composite.

La couverture argileuse étant un élément important de la sécurité du centre, ses caractéristiques mécaniques, physiques et hydrauliques doivent être constantes pendant toute la vie d'ouvrage. Cependant, le risque d'endommagement de la couverture sous le tassement différentiel des déchets sous-jacent est envisagé. En effet, les massifs de déchets sont très hétérogènes et ils contiennent un volume de vides résiduels. L'influence du tassement différentiel des déchets sur la couverture d'une ISD-TFA peut être mise en évidence en soumettant la barrière argileuse à de la flexion. Pour cela, un essai de soulèvement a été réalisé. Les résultats montrent que la couche d'argile peut être endommagée dans des conditions proches de la réalité. Malheureusement, ce type d'étude est difficile à conduire et reste coûteux.

Pour compléter les études expérimentales, une approche numérique basée sur un modèle par éléments discrets est proposée comme solution alternative. Cette méthode développée initialement pour modéliser les matériaux granulaires a été étendue aux matériaux cohésifs tels que ceux utilisés pour la réalisation des couches d'étanchéité des couvertures des centres de stockage de déchets. Par le biais de cette méthode, nous avons cherché à modéliser le comportement macroscopique global des matériaux et non pas à reproduire leurs structures microscopiques.

Afin de retrouver les résultats expérimentaux sur les essais de soulèvement nous nous sommes attachés dans un premier temps à calibrer les paramètres du modèle. En effet l'un des inconvénients majeur de la méthode des éléments discrets est qu'il n'existe pas de correspondance directe entre les paramètres micromécaniques de contact du modèle et les paramètres mécaniques du sol à modéliser et qu'une phase de calibration est nécessaire. Celle-ci est obtenue en simulant numériquement des essais de caractérisation classiques réalisés habituellement en laboratoire (essais de compression simple, essais de traction directes ou essais biaxiaux). Deux types de sol ont été étudiés dans ce travail : un matériau purement frottant (sable lâche) et un matériau cohérent et frottant (argile). L'influence des paramètres microscopiques sur le comportement macroscopique restitué a fait l'objet d'une étude approfondie. Différentes lois de contact et d'interaction ont été testées. Les paramètres mécaniques que l'on a cherché à reproduire sont : l'angle de frottement et le module d'élasticité pour le sable lâche, la résistance à la traction, la résistance à la compression et le module d'élasticité pour l'argile. Après calibrage nous montrons que la méthode des éléments discrets permet de reproduire le comportement macroscopique des matériaux mais également les mécanismes d'endommagement en particulier l'initialisation de la fissuration.

Des simulations numériques des essais de soulèvement ont été réalisées pour les trois planches d'essais expérimentales testées. Les résultats numériques sont d'un point de vue qualitatif, voir quantitatif pour certains aspects, assez comparables aux résultats expérimentaux. Les mécanismes de propagation de fissures en fonction de l'épaisseur de la couche d'argile ont été par exemple correctement reproduits : fissures de surface, fissurations latérales et décollement entre les couches de sable et d'argile. Ces mécanismes d'endommagement sont à l'origine de la perte d'étanchéité de la couche d'argile et leur connaissance peut permettre d'anticiper la diminution des caractéristiques hydrauliques ou mécaniques de la couche d'argile et ainsi contribuer à améliorer leur dimensionnement. Les différences majeures constatées entre modélisations numériques et expérimentations sont liées

principalement aux efforts de soulèvement qui expérimentalement sont fortement sujets à caution en particulier dans l'essai T1 puisqu'ils sont les plus importants pour l'épaisseur d'argile la plus faible. Ceci souligne combien il est difficile expérimentalement de conduire des essais en vraie grandeur dans des conditions proches du chantier et montre l'intérêt de développer en parallèle des modélisations numériques. Un autre intérêt de la modélisation numérique est qu'il est aisé d'engager des études paramétriques, d'envisager d'autres géométries et d'autres types d'essais.

Pour compléter cette étude, il serait intéressant, en termes de perspectives, de mener une campagne expérimentale importante et supplémentaire sur des essais de traction directe pour l'argile et l'argile renforcée. Nous pourrions ainsi obtenir des informations plus précises sur le comportement mécanique du matériau en traction. Par ailleurs, les confrontations entre des résultats numériques et ces expériences de traction directe et/ou indirecte seraient riches d'enseignement.

Si numériquement une telle étude est possible, elle est beaucoup plus délicate à mener expérimentalement compte tenu des difficultés rencontrées lors de la réalisation in-situ (teneur en eau constante, couche d'argile homogène, compactage identique,...). Pour valider la modélisation numérique, des modèles physiques de laboratoire seraient plus appropriés car soulevant moins d'interrogation quant à la validité de certaines mesures. Néanmoins la confrontation avec des résultats en vraie grandeur reste un challenge intéressant à relever et demeure indispensable et préalable à toutes réalisations d'ouvrages prototypes.

Références

- 1 ADEME, 2007, Les déchets en chiffres, 14p.
- 2 B. ADEME, 1999, Guide pour le dimensionnement et la mise en oeuvre des couvertures de sites de stockage de déchets ménagers et assimilés.
- 3 R.M. Al-Wahab, H.H. Al-Qurna, 1995, Fiber reinforcement cohesive soils for application in compacted earth structures, Proceedings of Geosynthetics, IFAI, vol. 2, p. 433-446.
- 4 E. Alonso, 1993, Influence of moisture content variations in compacted soils, Revue Française Géotechnique, n°62, pp. 7-21 (janvier 1993).
- 5 E. Alonso, A. Gens, A. Josa, 1990, A constitutive model for partially saturated soils, Geotechnique 40, 1990, p. 405-430.
- 6 O. Alshihabi, C. Mieussens, I. Shahrour, 2001, L'effet de séchage-humidification sur le comportement d'un sol compact, XIXème rencontres universitaires de génie civil, France, Lille - Villeneuve d'Ascq, 3-4 mai 2001, p. 6.
- 7 A. Ammeri, 2009, Contribution à l'étude expérimentale et numérique du comportement d'un limon sollicité en traction : Approche par éléments discrets, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 2009.
- 8 O.B. Andersland, A.S. Khattack, 1979, Shear strength of Kaolinite fiber soil mixture, Proc. 1st Int. Conf. on soil reinforcement, vol. 1, Paris, France, 1979, p. 11-16.
- 9 ANDRA, 2006, Déchets radioactifs et matières valorisables en France, Résumé de l'inventaire national, 2006.
- 10 L.D. Baver, 1930, The Atterberg consistency constants: factors affecting their values and a new concept of their significance, J. Amer. Soc. Agron., Geneva, New York, p.935-948.
- 11 C.H. Benson, G. Boutwell, 1992, Compaction control and scale-dependent hydraulic conductivity of clay liners, Proc. of the 15th annual Madison waste conf. Univ. of Wisconsin, Madison. Wisc., 62-83.
- 12 G. Bigot, M.I. Zerhouni, 2000, Retrait, gonflement, tassement des sols fins, Bouletin des laboratoires centraux des Ponts et Chaussées - 229 - Novembre-Décembre 2000 - pp. 105-114.
- 13 A.W. Bishop, 1959, The principle of effective stress, Teknisk Ukeblad, p.39.
- 14 L.R. Blotz, C.H. Benson, G.P. Boutwell, 1998, Estimating Optimum Water Content and Maximum dry Unit Weight for Compacted Clays, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No 9, September 1998.
- 15 L. Boutonnier, 2007, Comportement hydro-mécanique des sols fins proches de la saturations : cas des ouvrages en terre., Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France.
- 16 O. Buzzi, 2004, Hydromécanique du contact entre Géomatériaux : Expérimentation et Modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires., Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 2004.

-
- 17 S. Camp, 2008, Comportement sous flexion d'une argile: application à la couverture d'une ISD TFA, Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, Grenoble, 2008.
 - 18 S. Camp, J.-P. Gourc, O. Plé, P. Villard, D. Rey, 2005, Landfill cap cover issue: improvement of the capability to sustain differential settlement, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium (SARDINIA 2005), Sardinia, Italy, 2005.
 - 19 S. Camp, O. Plé, J.-P. Gourc, 2009, Proposed protocol for Characterizing a Clay Layer Subjected to Bending, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, N°3, pp 273-279.
 - 20 A. Caquot, J. Kerisel, 1966, *Traitement mécanique des sols*, Gauthier Villars, Paris, 1966.
 - 21 L. Carbot, J.-P.L. Bihan, 1993, Quelques propriétés d'une argile sur la "ligne optimale de compactage", *Can. Geotech.*, J.30, pp 1033-1040 (1993).
 - 22 CFTR, 2002, Terrassements: remblais et couches de forme, Comité français pour les techniques routières - info, No5 Janvier 2002.
 - 23 R.P. Chapuis, 2002, The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil-bentonite and compacted clay liners, *Canadien Géotechnique*, Journal No 39, 417 - 439 (2002).
 - 24 B. Chareyre, 2003, Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol - géosynthétique par éléments discrets - Application aux ancrages en tranchées en tête de talus, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2003.
 - 25 B. Chareyre, P. Villard, 2003, Discrete element modelling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties, *Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods*, Proc. of the First International PFC Symposium (Gelsenkitchen, Germany, 6/7 November 2002), Konietzky (ed), 2003, p. 197-203.
 - 26 B. Chevalier, 2008, Etudes expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires - Application aux renforcements de sols par inclusions, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2008.
 - 27 A. Combeau, P. Quantin, 1963, Observations sur la capacité au champ de quelques sols ferralliques. Rapprochement avec les courbes pF-Humidité., *Science du sol*, Versailles, 1, p. 1-7.
 - 28 N.C. Consoli, J.P. Montardo, P.D.M. Prietto, G.S. Pasa, 2002, Engineering behaviour of sand reinforced with plastic waste, *J. of Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, vol. 128, n°6, 2002 , p. 462-472.
 - 29 O. Coussy, J.-M. Fleureau, 2002, *Mécanique des sols non saturés*, Hermès Science publ. : Lavoisier, 2002.
 - 30 W.H. Craig, E.M.G. Gallagher, 1997, Centrifuge modelling of landfill capping systems subject to differential settlement, *Proc 14th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng*, Hamburg, 1997.
 - 31 D.E. Daniel, 1989, In Situ Hydraulic Conductivity Tests for Compacted Clays, *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(9): 1205-1227.
 - 32 D.E. Daniel, 1992, Overview of Geoenvironmental Principles Applied to Remediation of Contaminated Waste Disposal Sites, *Environmental Geotechnology* , M.A. Usman and Y.B. Acar (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp 311 - 319.
 - 33 P. Delage, Y.J. Cui, 2000, L'eau dans les sols non saturés. C301. *Traité Construction*, vol. C2, 2000.

- 34 J.M. Fleureau, J.-C. Verbrugge, P.-J. Huergo, A.G. Correis, S. Kheir-Saoud, 2002, Aspects of behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths, *Can. Geotech. J.*, 39, pp 1341-1357.
- 35 D.G. Fredlund, N.R. Morgenstern, 1997, Stress state variables for unsaturated soils. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (GT5), pp 447-466.
- 36 B. Indraratna, G. Lasek, 1996, Laboratory evaluation of the load – deflection behavior of clay beams reinforced with galvanised wire netting, *Geotextiles and geomembranes*, 1996, 14, 555-573.
- 37 Itasca, 1999, Itasca Consulting Group Inc, PFC2D.Particle Flow Code in Two Dimensions-User's Guide.
- 38 H.L. Jessberger, K.J.L. Stone, 1991, Subsidence effects on clay barriers, *Geotechnique*, London, 41 (2) pp 185 - 194.
- 39 H. Josseaume, 1998, Propriété mécaniques de l'argile de Flandres à Dunkerque et à Calais, *Revue Française de Géotechnique*, N° 84, 3ème trimestre 1998.
- 40 H. Josseaume, O.I. Hieng, J.P. Stemppelet, 1991, Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essai oedométrique à haute pression, *Bilan de liaison de LCPC*, no 172, 1991, p. 109-120.
- 41 M.W. Kamel, 1981, Etude de l'imbibition, du gonflement et du dessèchement de quelques argiles Thèse de Doctorat, Toulouse, France.
- 42 T.W. Lambe, 1958, The engineering behavior of compacted clay, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 84(SM2) : 1-35.
- 43 B. LeHello, 2007, Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, études expérimentales en vraie grandeur et analyse numérique, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2007.
- 44 C. Li, J.G. Zornberg, 2005, Validation of Discrete Framework for the Design of Fibre-Reinforced Soil, *Geosynthetics Research and Development in Progress, Eighteenth Geosynthetic Research Institute Conference (GRI-18)*, January 26, Austin, Texas, USA.
- 45 N. Madjoudj, 2001, Caractérisation du comportement en traction des sols argileux pour les barrières de centres de stockage de déchets, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 2001, 227 p.
- 46 M.H. Maher, Y.C. Ho, 1994, Mechanical - properties of kaolinite fibre soil composite, *J. of Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, vol. 129, n°2, 1994, p. 1381-1393.
- 47 O. Plé, H. Lê, P. Gotteland, 2009, Mechanical approach for fibre-reinforced clay in landfill caps cover application, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Hermes Science Publications, Vol. 13, N°1, pp53-69.
- 48 R. Rico, 1984, Thermodynamique de l'échange cationique dans les argiles, thèse de Doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France.
- 49 L.A. Saadi, 2003, Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses, Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003, 305 p.
- 50 C. Salot, 2007, Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire par la méthode des éléments discrets, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2007.
- 51 O. Sivrikaya, 2008, Models of compacted fine-grained soils used as mineral liner for solid waste, *Environ. Geol.*, 53, pp 1585-1595.

-
- 52 Y. Tardy, O. Touret, 1987, Hydration energies of smectites: A model for glauconite, illite and corrensite formation, Proc. Int. Clay Conf. Denver, pp. 46-52.
 - 53 D. Tessier, 1994, Rôle de l'eau sur les propriétés physiques des sols, Sécheresse No3, vol 5, INRA, science du sol, septembre 1994.
 - 54 J.-P. Tisot, F. Masrouri, V. Soukatchoff, A. Abdallah, 2007, Mécanique des sols, comportement des matériaux naturels et compactés. Cours de l'école des mines de Nancy.
 - 55 O. Touret, 1988, Structure des argiles hydratées. Thermodynamique de la déshydratation et de la compaction des smectites, thèse de Doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France.
 - 56 G. Venstermans, B. Guelton, D. Verfaillie, M. Janssens, 2001, Amélioration des sols à la chaux, Bulletin du Centre de Recherche Routières de Bruxelles, ISSN: 0777-2572, 2001.
 - 57 B.V.S. Viswanadham, K.V. Mahesh, 2002, Modelling deformation behavior of clay liners in a small centrifuge Can. Geotech., J.39, pp 1406 - 1418.
 - 58 C. Voivret, 2008, Texture et comportement des matériaux granulaires à grande polydispersité, Thèse de Doctorat de l'Université Montpellier 2, France, 2008.
 - 59 S. Ziegler, D. Leshchinsky, H.I. Ling, E.B. Perry, 1998, Effect of short polymeric fibers on crack development in clays, Soils and Foundations, vol 38, n°1, 1998, p. 247-253.
 - 60 J.G. Zornberg, C. Li, 2003, Design of Fiber-Reinforced Soil, Twelfth Panamerican Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, June 22-26, Cambridge, Massachusetts, USA, Vol. 2, pp. 2193-2200.

Petit à petit, on devient moins petit
