

## Étude du comportement oedométrique de l'argile de Boom sous différents états structuraux

**Auteur :** Schmets, Pauline

**Promoteur(s) :** François, Bertrand

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

**Diplôme :** Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

**Année académique :** 2024-2025

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/23330>

---

### Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.

---



---

# **Étude du comportement oedométrique de l'argile de Boom sous différents états structuraux**

---

*Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de master en  
Ingénieur Civil des Constructions*

*Auteur :* Pauline Schmets

*Promoteur académique :* Bertrand François (ULiège)

*Membres du jury :* Frédéric Collin (ULiège)

Arnaud Dizier (EURIDICE)

Année académique : **2024 - 2025**

*À ma Mami, Suzanne, ma nouvelle étoile ...*

# Remerciements

Je remercie tout d'abord mon promoteur, Monsieur Bertrand François, pour son encadrement, ses conseils avisés, sa compréhension, sa disponibilité tout au long de ce projet et ses précieuses relectures.

Ensuite, je voudrais remercier les membres du jury, Monsieur Frédéric Collin - Université de Liège, Monsieur Arnaud Dizier - EURIDICE, pour l'attention et le temps qu'ils consacreront à la lecture et à l'évaluation de ce travail.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers les doctorants avec qui j'ai eu la chance de collaborer, Sophie De Kock et Hassan Al Mais. Merci pour vos conseils, pour le partage de vos connaissances, et pour les moments passés ensemble au laboratoire. Sophie, je te remercie tout particulièrement pour tes relectures, mais surtout pour ces discussions plus personnelles qui m'ont grandement aidée dans les moments difficiles. Hassan, je te remercie pour ta motivation, ton optimisme et ta joie de vivre sans faille.

Mes remerciements vont également aux membres du laboratoire de Géotechnologie de l'Université de Liège. Merci à Pierre Illing pour son aide lors du carottage des échantillons et lors de la réalisation des essais oedométriques, et à Mathilde Piette pour ses réponses.

Je remercie le laboratoire GreenMat de l'Université de Liège pour la lyophilisation ainsi que Alexandre Léonard de la plateforme CARPOR de l'Université de Liège pour sa rapidité dans la réalisation des essais de porosimétrie par intrusion au mercure.

Je souhaite aussi remercier sincèrement mes amis et collègues de bureau, Anne-Hélène Paermentier et Nicolas Chalier. Ce travail n'aurait pas eu la même saveur sans votre présence. Un grand merci également à mes camarades de classe et à l'ensemble de mes amis des différents Masters, pour leur soutien durant mes études, pour avoir fait passer le temps si vite, et pour tous les projets réalisés ensemble.

À Bertrand, mon compagnon, ma plus belle rencontre au cours de ces études. Merci d'être là, merci d'être toi, merci de m'avoir motivée et soutenue tout au long de mon parcours universitaire, merci à la vie de t'avoir mis sur mon chemin.

Enfin, je tiens à remercier mes parents pour l'amour, la bienveillance et l'éducation qu'ils m'ont transmis. Un merci plus particulier pour leur soutien infaillible durant ces cinq années d'études. Un énorme merci aussi à mes soeurs, Emeline et Marie, pour nos rires partagés, nos disputes oubliées, nos souvenirs passés et ceux qu'il nous reste à créer. Une pensée toute particulière à mes grands-parents, pour leur amour et leur soutien indéfectible. Et à ma Mami, qui n'aura finalement pas vu la fin de ce travail ...

Pour conclure, je souhaite exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce travail de fin d'études, et plus largement, à mon parcours universitaire.

# Résumé

L'argile de Boom est étudiée depuis de nombreuses années, notamment dans le cadre du stockage en profondeur de déchets nucléaires, en raison de ses propriétés géotechniques et de sa faible perméabilité. Ce travail de fin d'études a pour objectifs d'analyser le comportement oedométrique de cette argile en fonction de son état structural afin de mieux comprendre l'influence de la structure sur ses propriétés de compressibilité.

Deux types d'état ont été pris en compte : l'état intact, représentant les conditions naturelles *in situ*, et l'état reconstitué, correspondant à des échantillons remaniés en laboratoire. Les échantillons intacts proviennent de trois profondeurs : en surface (carrière de Rumst), à 223 m et à 350 m de profondeur (laboratoire souterrain HADES). Les échantillons reconstitués, eux, ont été préparés selon trois méthodes distinctes : à sec, avec une teneur en eau inférieure à la limite de liquidité  $w_L$ , et sous forme de boue avec une teneur en eau dès lors supérieure à cette limite.

Deux campagnes d'essais ont été réalisées : des essais oedométriques et des essais de porosimétrie au mercure (MIP). Les essais oedométriques à basse pression (jusqu'à 1.6 MPa) ont été menés sur les échantillons reconstitués, tandis que les échantillons intacts ont été testés via des essais à haute pression (jusqu'à 32 MPa), afin de dépasser les contraintes *in situ*. Les résultats des essais oedométriques ont été normalisés à l'aide de l'index des vides  $I_v$ , et comparés aux droites de référence : la droite de compression intrinsèque (ICL), décrivant un sol remanié et saturé sans structure, et la droite de compression sédimentaire (SCL), propre aux sols intacts structurés.

Les résultats montrent des différences notables selon le mode de préparation et la profondeur. La préparation à sec induit une porosité bimodale liée à la présence d'agrégats, qui persiste après saturation et chargement. À l'inverse, la préparation en boue conduit à une structure dispersée, unimodale, sans phase quasi-élastique sur les courbes oedométriques, signe d'un matériau totalement remanié.

Les échantillons intacts de surface présentent une structure altérée, probablement en raison du déconfinement et de l'exposition atmosphérique, ce qui se traduit par une rigidité réduite. En revanche, les échantillons issus de 223 m et 350 m conservent une structure naturelle, leur conférant une bonne résistance à la compression. Cette structure ne disparaît pas totalement sous un chargement à 32 MPa.

Ces observations soulignent l'influence déterminante de la structure initiale sur la réponse mécanique de l'argile de Boom. Elles montrent également que le mode de préparation et la profondeur doivent être pris en compte pour interpréter le comportement oedométrique.

**Mots clés :** *argile de Boom, comportement oedométrique, porosimétrie, état intact, état reconstitué, microstructure, contrainte de préconsolidation, gonflement.*

# Abstract

Boom Clay has been studied for many years, particularly in the context of deep geological disposal of nuclear waste, due to its geotechnical properties and low permeability. This master's thesis aims to analyze the oedometric behavior of this clay as a function of its structural state, in order to better understand the influence of structure on its compressibility characteristics.

Two structural states were considered : the intact state, representing natural in situ conditions, and the reconstituted state, corresponding to remolded samples prepared in the laboratory. The intact samples were collected at three depths : near the surface (Rumst quarry), at 223 m, and at 350 m depth (HADES underground research laboratory). The reconstituted samples were prepared using three different methods : dry preparation, preparation with a water content below the liquid limit  $w_L$ , and preparation as a slurry with a water content above this limit.

Two experimental campaigns were carried out : oedometric tests and mercury intrusion porosimetry (MIP). Low-pressure oedometric tests (up to 1.6 MPa) were performed on the reconstituted samples, while intact samples were tested up to 32 MPa, in order to cover a wide range of stresses and exceed the in situ stress conditions. The oedometric results were normalized using the void index  $I_v$ , and compared to two reference lines : the intrinsic compression line (ICL), which represents the behavior of a fully remolded, saturated, structureless clay, and the sedimentary compression line (SCL), which characterizes structured, intact soils.

The results revealed significant differences depending on the sample preparation method and sampling depth. Dry preparation led to a bimodal pore structure caused by the preservation of aggregates, which remained intact after saturation and loading. In contrast, slurry preparation resulted in a dispersed, unimodal structure with no observable quasi-elastic phase in the oedometric curves, indicating a fully remolded material.

Surface intact samples exhibited an altered structure, likely due to stress relief and atmospheric weathering, which translated into reduced stiffness. Conversely, the samples from 223 m and 350 m retained a well-developed natural structure, giving them greater resistance to compression. This structure was not entirely destroyed under loading up to 32 MPa.

These observations highlight the critical role of initial structure in the mechanical response of Boom Clay. They also demonstrate that both the preparation method and the loading history (linked to depth) must be considered when interpreting oedometric behavior.

**Keywords :** *Boom Clay, oedometric behavior, porosimetry, intact state, reconstituted state, micro-structure, preconsolidation stress, swelling.*

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Contexte . . . . .	1
1.1.1	Introduction . . . . .	1
1.1.2	Les déchets nucléaires . . . . .	1
1.1.3	Stockage en profondeur . . . . .	4
1.1.4	Stockage en profondeur en Belgique - Argile de Boom . . . . .	5
1.1.5	Exigences spécifiques pour l'argile de Boom . . . . .	5
1.1.6	Laboratoire de recherche HADES . . . . .	5
1.2	Objectifs . . . . .	7
1.3	Plan du rapport . . . . .	8
<b>2</b>	<b>État de l'art</b>	<b>9</b>
2.1	Structure des sols argileux . . . . .	9
2.1.1	Porosimétrie . . . . .	12
2.1.2	Gonflement des argiles . . . . .	12
2.2	Compression des argiles . . . . .	13
2.2.1	Lignes de compression intrinsèque et sédimentaire . . . . .	14
2.2.2	Structure stable et métastable . . . . .	16
2.3	Protocoles expérimentaux . . . . .	17
2.3.1	Porosimétrie au mercure . . . . .	17
2.3.1.1	Préparation des échantillons . . . . .	17
2.3.1.2	Procédure expérimentale . . . . .	18
2.3.2	Essai oedométrique . . . . .	19
2.3.2.1	Méthodologie . . . . .	19
2.3.2.2	Traitements des données expérimentales . . . . .	19
2.3.3	Pression de gonflement . . . . .	23
2.4	Argile de Boom . . . . .	24
2.4.1	Situation, géologie et stratigraphie . . . . .	24
2.4.2	Minéralogie . . . . .	27
2.4.3	Propriétés physiques - géomécaniques . . . . .	28
2.4.3.1	Gonflement . . . . .	30
2.4.4	Résultats essais oedométriques à travers diverses études . . . . .	30
2.4.5	Eau synthétique . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Partie expérimentale</b>	<b>33</b>
3.1	Essais oedométriques . . . . .	33
3.1.1	Objectif . . . . .	33
3.1.2	Matériels . . . . .	33
3.1.3	Préparation de l'eau synthétique . . . . .	34
3.1.4	Essai basse pression - Préparation des échantillons . . . . .	35

3.1.4.1	Échantillons préparés à sec . . . . .	35
3.1.4.2	Échantillons reconstitués sous forme de "boue" . . . . .	37
3.1.4.3	Échantillons reconstitués à une teneur en eau $w$ inférieure à $w_L$ . . . . .	37
3.1.4.4	Échantillons intacts de surface . . . . .	39
3.1.4.5	Montage de la cellule . . . . .	40
3.1.5	Essai haute pression - Préparation des échantillons . . . . .	40
3.1.5.1	Échantillons intact de surface . . . . .	40
3.1.5.2	Échantillon intact à 223 m de profondeur . . . . .	40
3.1.5.3	Échantillons intacts à 350 m de profondeur . . . . .	42
3.1.5.4	Montage de la cellule . . . . .	43
3.1.6	Procédure expérimentale - Essai oedométrique sous chargement par palier . . . . .	44
3.1.6.1	Essai basse pression sur échantillons "SEC" – BP-SEC . . . . .	44
3.1.6.2	Essai basse pression sur échantillons "BOUE" et reconstitués à $w < w_L$ – BP-BOUE/REC . . . . .	44
3.1.6.3	Essai basse pression sur échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" – BP-INT1 . . . . .	45
3.1.6.4	Essai basse pression sur échantillon "INTACT - SURFACE - BP-2" – BP-INT2 . . . . .	45
3.1.6.5	Essai haute pression sur échantillons intacts – HP-INT . . . . .	45
3.1.7	Programme d'essais . . . . .	46
3.2	Porosimétrie au mercure - MIP . . . . .	47
3.2.1	Programme d'essais . . . . .	47

<b>4</b>	<b>Résultats et discussions</b>	<b>48</b>
4.1	Essais oedométriques . . . . .	48
4.1.1	Échantillons "SEC" - BP . . . . .	48
4.1.1.1	Gonflement . . . . .	48
4.1.1.2	Contraintes & déformations . . . . .	49
4.1.1.3	Pression de gonflement . . . . .	52
4.1.2	Échantillons "BOUE" - BP . . . . .	53
4.1.2.1	Gonflement . . . . .	53
4.1.2.2	Contraintes et déformations . . . . .	53
4.1.3	Échantillons "REC" à $w < w_L$ - BP . . . . .	55
4.1.3.1	Gonflement . . . . .	55
4.1.3.2	Contraintes et déformations . . . . .	56
4.1.3.3	Pression de gonflement . . . . .	58
4.1.4	Échantillons intacts provenant de la surface - BP . . . . .	58
4.1.4.1	Gonflement . . . . .	59
4.1.4.2	Contraintes et déformations . . . . .	60
4.1.5	Échantillons intacts provenant de la surface - HP . . . . .	61
4.1.5.1	Gonflement . . . . .	62
4.1.5.2	Contraintes & déformations . . . . .	62
4.1.5.3	Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique . . . . .	62
4.1.6	Échantillon intact à 223 m de profondeur . . . . .	64
4.1.6.1	Gonflement . . . . .	65
4.1.6.2	Contraintes & déformations . . . . .	65
4.1.6.3	Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique . . . . .	65
4.1.6.4	Résultats de la littérature . . . . .	66
4.1.7	Échantillons à 350 m de profondeur . . . . .	67
4.1.7.1	Gonflement . . . . .	68

4.1.7.2	Contraintes & déformations . . . . .	68
4.1.7.3	Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique . . . . .	69
4.1.8	Comparaison . . . . .	70
4.1.8.1	Échantillons reconstitués selon les trois méthodes - BP . . . . .	70
4.1.8.2	Échantillons reconstitués à faible teneur en eau et échantillons intacts de surface - BP . . . . .	72
4.1.8.3	Échantillons intacts de surface - BP & HP . . . . .	73
4.1.8.4	Échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs - HP . . . . .	74
4.2	Porosimétrie au mercure . . . . .	77
4.2.1	Échantillons intacts provenant de la surface . . . . .	77
4.2.2	Échantillons intacts à 223 m de profondeur . . . . .	79
4.2.3	Échantillons intacts à 350 m . . . . .	80
4.2.4	Échantillons "SEC" . . . . .	82
4.2.5	Échantillon "BOUE" . . . . .	83
4.2.6	Comparaison . . . . .	84
4.2.6.1	Échantillons reconstitués de type "SEC" et "BOUE" . . . . .	85
4.2.6.2	Échantillons intacts - non chargé . . . . .	85
4.2.6.3	Intacts chargés . . . . .	87
4.3	Conclusion . . . . .	88
<b>5</b>	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>91</b>
5.1	Conclusions . . . . .	91
5.2	Perspectives . . . . .	92
<b>Bibliographie</b>		<b>95</b>

# Table des figures

1.1	Parts des énergies dans la production mondiale d'électricité en 2023 [Energy Institute, 2023]	1
1.2	Inventaire selon le domaine d'activité de la quantité de déchets radioactifs à prendre en charge en 2022 [ANDRA, s.d.] . . . . .	2
1.3	Concept du système de classification suivi par l'AIEA [AIEA, 2023] . . . . .	2
1.4	Système de classification de l'ONDRAF [ONDRAF, s.d. - b] . . . . .	3
1.5	Laboratoire souterrain HADES . . . . .	6
2.1	Types de pores et d'agrégats [Matsuo & Kamon, 1977] . . . . .	10
2.2	Réprésentation des micro- et macropores dans une structure argileuse [Yong et al., 2010] . . . . .	11
2.3	Différents états de l'eau dans la microstructure de l'argile [Le et al., 2012] . . . . .	11
2.4	Distributions unimodale et bimodale [M. Oualmakran & François, 2016] . . . . .	12
2.5	Courbes de compression sédimentaire des argiles normalement consolidées [Skempton, 1970]	13
2.6	Lignes de compression sédimentaire SCL et intrinsèque ICL [Burland, 1990] . . . . .	15
2.7	Structures stables et métastables [Baudet & Stallebrass, 2004] . . . . .	16
2.8	Lyophilisation [Compère, 2023] . . . . .	17
2.9	Résultats MIP sur l'argile de Boom intacte à Mol (BM) et à Essen (BE83) [Nguyen, 2013]	18
2.10	Système masse et bras de levier . . . . .	19
2.11	Méthode de la racine carrée du temps [François, 2023] . . . . .	20
2.12	Méthode du logarithme du temps [François, 2023] . . . . .	21
2.13	Système masse et bras de levier . . . . .	22
2.14	Courbe $e - \log \sigma'_v$ [François, 2023] . . . . .	22
2.15	Courbe $e - \ln \sigma'_v$ [François, 2023] . . . . .	22
2.16	Courbe $\epsilon_v - \ln \sigma'_v$ [François, 2023] . . . . .	23
2.17	Répartition de terre (jaune) et de mer (bleu) il y a environ 30 millions d'années. La Belgique actuelle était en grande partie immergée [EURIDICE, 2010] . . . . .	24
2.18	Position et épaisseur de la formation de Boom [Lima, 2011] . . . . .	25
2.19	Position et profondeur de la couche d'argile de Boom [EURIDICE, 2010] . . . . .	25
2.20	Litho-stratigraphie de l'argile de Boom et variation de lithologie [ONDRAF, 2001] . . . . .	26
2.21	Trois types d'échantillons : a) vertical ( $\alpha = 0$ ), b) incliné ( $\alpha = 45$ ), c) horizontal ( $\alpha = 90$ ) avec $\alpha$ qui est l'angle entre l'axe de l'échantillon et l'axe perpendiculaire au plan de litage [Dao, 2015] . . . . .	31
3.1	Essai à basse pression/capacité . . . . .	33
3.2	Essai haute pression/capacité . . . . .	34
3.3	Préparation eau synthétique : agitateur magnétique . . . . .	35
3.4	Préparation échantillons . . . . .	36
3.5	Préparation des échantillons de type "boue" . . . . .	37
3.6	Préparation échantillons avec $w < w_L$ . . . . .	38
3.7	Bloc de surface prélevé à Rumst . . . . .	39
3.8	Détermination du plan de litage . . . . .	39
3.9	Carotte provenant de HADES . . . . .	41

3.10	Forage des échantillons cylindriques . . . . .	41
3.11	Découpe de la carotte pour obtenir les échantillons à 223 m . . . . .	42
3.12	Carotte de 350 m . . . . .	42
3.13	Découpe de la carotte pour obtenir les échantillons à 350 m . . . . .	43
3.14	Mise en place des échantillons intacts . . . . .	43
4.1	Gonflement libre des échantillons "SEC" . . . . .	48
4.2	Courbes oedométriques des échantillons "SEC" . . . . .	50
4.3	Courbes oedométriques normalisées des échantillons "SEC" . . . . .	50
4.4	Pression de gonflement des échantillons "SEC" . . . . .	53
4.5	Courbes oedométriques des échantillons "BOUE" . . . . .	54
4.6	Courbes oedométriques normalisées des échantillons "BOUE" . . . . .	54
4.7	Gonflement libre des échantillons "REC" . . . . .	55
4.8	Courbes oedométriques des échantillons "REC" . . . . .	56
4.9	Courbes oedométriques normalisées des échantillons "REC" . . . . .	57
4.10	Pression de gonflement des échantillons "REC" . . . . .	58
4.11	Courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - BP . . . . .	59
4.12	Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de surface - BP . . . . .	59
4.13	Courbes oedométriques $e - \sigma'_v$ des échantillons intacts de surface - HP . . . . .	61
4.14	Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de surface - HP . . . . .	61
4.15	Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts de surface . . . . .	63
4.16	Courbe oedométrique $e - \sigma'_v$ de l'échantillon intact de 223 m - HP . . . . .	64
4.17	Courbe oedométrique normalisée de l'échantillon intact de 223 m - HP . . . . .	64
4.18	Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur l'échantillon intact de 223 m . . . . .	66
4.19	Comparaison avec les courbes oedométriques de la littérature . . . . .	67
4.20	Courbes oedométriques $e - \sigma'_v$ des échantillons intacts de 350 m - HP . . . . .	67
4.21	Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de 350 m - HP . . . . .	68
4.22	Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts de 350 m . . . . .	69
4.23	Gonflement libre des échantillons "SEC" et "REC" . . . . .	71
4.24	Courbes oedométriques normalisées des échantillons reconstitués selon les 3 méthodes . . . . .	72
4.25	Courbes oedométriques des échantillons de type "REC" ( $w < w_L$ ) et de surface intacts - BP . . . . .	73
4.26	Échantillons intacts de surface - BP & HP . . . . .	73
4.27	Courbes oedométriques des échantillons intacts - HP . . . . .	75
4.28	Contraintes préconsolidation en fonction de la profondeur . . . . .	75
4.29	Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts . . . . .	77
4.30	MIP - échantillons de la surface à l'état intact . . . . .	78
4.31	MIP - échantillons de 223 m à l'état intact . . . . .	80
4.32	MIP - échantillons de 350 m à l'état intact . . . . .	81
4.33	MIP - échantillons de type "SEC" . . . . .	83
4.34	MIP - échantillons de type "BOUE" . . . . .	84
4.35	MIP - échantillons de type "SEC" et "BOUE" . . . . .	85
4.36	MIP - échantillons intacts à différentes profondeurs - non chargés . . . . .	86
4.37	MIP - échantillons intacts à différentes profondeurs - chargés & non chargés . . . . .	88

# Liste des tableaux

2.1	Minéralogie de l'argile de Boom à travers différentes études (modifié à partir de [Dao, 2015])	28
2.2	Paramètres physiques et géotechniques de l'argile de Boom (d'après [Dao, 2015])	29
3.1	Propriétés initiales des échantillons de type "sec"	36
3.2	Propriétés initiales des échantillons de type "boue"	37
3.3	Propriétés initiales des échantillons reconstitués avec $W < W_L$	39
3.4	Propriétés initiales des échantillons intacts de surface	40
3.5	Propriétés initiales des échantillons intacts	44
3.6	Programme des essais oedométriques sur l'argile de Boom	46
3.7	Programme des essais de porosimétrie au mercure sur l'argile de Boom	47
4.1	Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "SEC"	51
4.2	Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "BOUE"	55
4.3	Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "REC"	57
4.4	Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - BP	61
4.5	Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - HP	62
4.6	Paramètres obtenus via la courbe oedométrique de l'échantillon intact de 223 m - HP	65
4.7	Paramètres obtenus via la courbes oedométriques des échantillons intacts à 350 m - HP	69
4.8	Synthèse des caractéristiques observées et supposées selon le mode de préparation des échantillons reconstitués	90
4.9	Synthèse des différences observées sur les échantillons intacts	90

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Contexte

#### 1.1.1 Introduction

L'argile de Boom est un dépôt géologique de sédiments marins situé dans le nord de la Belgique. Ses propriétés telles que sa faible perméabilité font d'elle un site potentiel pour le stockage en profondeur de déchets radioactifs. C'est dans ce but qu'elle est étudiée depuis plus de 40 ans par le laboratoire souterrain HADES. Ce dernier est implanté dans la potentielle formation hôte, à Mol, en province d'Anvers.

Via la réalisation d'essais de laboratoire sur des échantillons d'argile de Boom fournis par l'ONDRAF (Organisme national des déchets radioactifs et des matières fissiles enrichies), ce travail de fin d'études va permettre de s'intéresser aux comportements géomécaniques de cette argile et plus particulièrement au comportement oedométrique.

#### 1.1.2 Les déchets nucléaires

L'exploitation de matières radioactives implique inévitablement la production de déchets radioactifs. Ces déchets peuvent avoir plusieurs origines. Parmi celles-ci, la principale est l'industrie électronucléaire qui reprend principalement les centrales nucléaires qui produisent l'électricité, mais aussi les usines de fabrication du combustible nucléaire (extraction et traitement) ainsi que les usines de retraitement du combustible usé. En effet, bien que mondialement, l'énergie nucléaire soit seulement la 4ème source d'électricité (9,1% de la production mondiale) en 2023 comme le montre la Figure 1.1, elle possède une part importante du mix électrique de certains pays [[Energy Institute, 2023](#)]. Le nucléaire représentait 67,4 % et 41,3 % du mix électrique respectivement en France (2024) et en Belgique (2023) [[Connaissance des Energies, 2025](#)][[Nuclear Forum, 2024](#)].

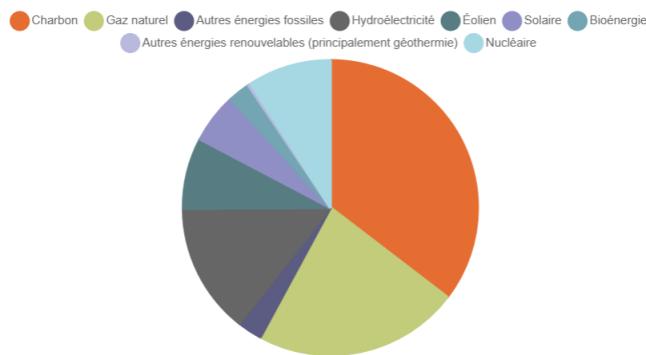


Figure 1.1 – Parts des énergies dans la production mondiale d'électricité en 2023 [[Energy Institute, 2023](#)]

Les déchets radioactifs peuvent également provenir d'autres secteurs comme l'indique la Figure 1.2. Il y a notamment le secteur de la recherche qui balaye plusieurs domaines tels que la recherche énergétique, médicale, agronomique, chimique, biologique, etc. Le secteur de la défense qui reprend les activités liées aux armées (propulsion nucléaire de navires et sous-marins). Le secteur médical reprend les activités liées à l'imagerie médicale (scintigraphie, PET scan, radiologie avec agent de contraste) et la radiothérapie. Enfin, le secteur de l'industrie non-électronucléaire reprend diverses applications comme le contrôle de soudure, la stérilisation de matériel médical et de produits alimentaires, etc [ANDRA, s.d.].

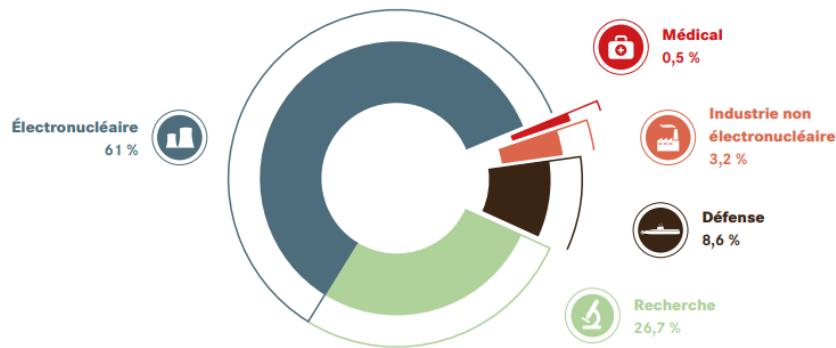


Figure 1.2 – Inventaire selon le domaine d'activité de la quantité de déchets radioactifs à prendre en charge en 2022 [ANDRA, s.d.]

Les déchets radioactifs peuvent être classés dans différentes catégories selon leur dangerosité (intensité de leur radioactivité) et leur durée de vie (temps nécessaire à la décroissance de leur activité radioactive) [ONDRAF, s.d. - b]. L'AIEA, Agence Internationale de l'Énergie Atomique, fournit dès lors une liste de recommandations en termes de stratégie de gestion des déchets nucléaires et en termes de classification de ceux-ci. Le concept du système de classification des déchets est illustré à la Figure 1.3.

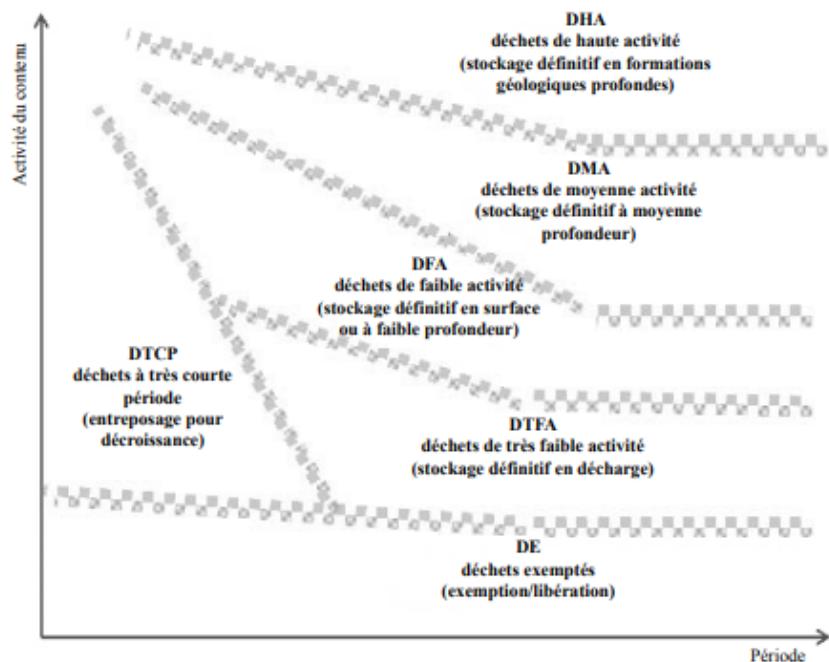


Figure 1.3 – Concept du système de classification suivi par l'AIEA [AIEA, 2023]

Les directives de l'Union Européenne ainsi que les recommandations fournies par l'AIEA permettent

des approches nationales en termes de classification notamment [AIEA, 2023]. La Belgique a donc décidé d'adopter son propre système de catégorisation. L'ONDRAF, l'organisme national des déchets radioactifs et des matières fissiles enrichies, a donc développé deux systèmes distincts de classification pour respectivement, une gestion à court et à long terme [ONDRAF, s.d. - b].

La classification, pour une gestion à court terme, se fait sur base du niveau d'activité et de la nature des rayonnements qu'émettent les déchets. La gestion à court terme renvoie notamment au traitement et à l'entreposage provisoire des déchets radioactifs. Ces déchets peuvent être conditionnés ou non. Le conditionnement d'un déchet consiste en sa préparation à l'aide de différentes techniques de confinement en vue de son stockage définitif. Ainsi, les déchets sont placés dans une matrice solide, dont le matériau (verre, béton, bitume, ...) est choisi en fonction du niveau d'activité du déchet en question. L'ensemble est ensuite placé dans un conteneur en acier ou en béton. Un déchet conditionné présente donc moins de risque de dispersion de la radioactivité et facilite ainsi la manipulation de celui-ci. [ONDRAF, s.d. - b]

D'après [ONDRAF, s.d. - b], la classification à court terme se fait selon 3 catégories qui sont les déchets de faible, moyenne et haute activité. L'appartenance à une catégorie plutôt qu'à une autre détermine les moyens qui doivent être mis en place pour se protéger contre les rayonnements émis par le déchet en termes notamment de vêtements, mais aussi du temps d'exposition, soit le temps pendant lequel les personnes peuvent être exposées sans danger lors des différentes manipulations.

Ainsi, toujours d'après [ONDRAF, s.d. - b], cette classification à court terme est la suivante :

- Les déchets de faible activité ne nécessitent que des mesures minimales de blindage lors de leurs traitements. Ces déchets sont, par exemple, des équipements de protection (vêtements, gants, ...).
- Les déchets de moyenne activité doivent être traités dans un espace fermé et blindé. De plus, les manipulations se font uniquement au moyen d'appareils commandés à distance. Une part importante de ces déchets est issue de la fabrication et de la production des combustibles nucléaires.
- Les déchets de haute activité dégagent beaucoup de chaleur. Les mêmes mesures de précaution que pour les déchets de moyenne activité sont appliquées avec comme seule différence, l'épaisseur du blindage qui est plus importante.

En ce qui concerne le volume de déchets, 82% correspondent aux déchets de faible activité tandis que seulement 5% correspondent aux déchets de haute activité. Le volume restant, soit 13%, est associé aux déchets de moyenne activité. Ces valeurs sont données par [ONDRAF, s.d. - b].

La classification à long terme est exposée à la Figure 1.4. La gestion à long terme correspond à la mise en dépôt final, soit le stockage en surface ou en profondeur des déchets.

	Déchets de faible activité	Déchets de moyenne activité	Déchets de haute activité
Déchets de courte durée de vie	Catégorie A	Catégorie A	Catégorie C
Déchets de longue durée de vie	Catégorie B	Catégorie B	Catégorie C
Volume	Catégorie A ± 26.000 monolithes	Catégorie B ± 4.500 à 5.000* monolithes	Catégorie C ± 2.000* à 3.000 superconteneurs

\*en cas de retraitement complet

Figure 1.4 – Système de classification de l'ONDRAF [ONDRAF, s.d. - b]

Les trois catégories de déchets radioactifs sont, d'après [ONDRAF, s.d. - b] :

1. Les déchets de **catégorie A** reprennent les déchets dont les radionucléides présentent des concentrations d'activité faible ou moyenne et de durée de vie courte (ne dépassant pas 30 ans). Certains de ces déchets peuvent également contenir de très faibles quantités (infimes) de radionucléides à longue durée de vie. Ces déchets peuvent être stockés en surface et ainsi isolés de l'Homme et de l'environnement jusqu'à ce que leur niveau d'activité soit suffisamment faible pour ne plus représenter un danger.
2. Les déchets de **catégorie B** correspondent aux déchets de faible ou moyenne activité et de longue durée de vie. Ils contiennent des radionucléides à longue durée de vie en trop grande quantité pour être de la catégorie A.
3. Les déchets de **catégorie C** sont assimilés aux déchets de haute activité ayant une durée de vie courte ou longue. Cette activité élevée implique un important dégagement de chaleur. Les déchets de catégorie B dégagent dès lors moins de chaleur que ceux de la catégorie C.

Les déchets doivent, de manière générale, être isolés de l'Homme et de l'environnement jusqu'à ce que leur radioactivité diminue suffisamment pour ne plus représenter un danger. Les déchets sont donc mis à l'écart de la biosphère tant qu'ils n'ont pas atteint un niveau de radioactivité comparable à celui présent naturellement.

Les déchets contenant une quantité significative de radionucléides de longue durée de vie doivent ainsi être isolés plus longtemps que les déchets contenant des radionucléides de courte durée de vie. Certains déchets des catégories B et C doivent donc être stockés pour une période qui peut atteindre jusqu'à un million d'années ! Le stockage en profondeur semble donc bien adapté à ce type de déchets.

### 1.1.3 Stockage en profondeur

Selon [ONDRAF, s.d. - a], le stockage en profondeur, aussi appelé stockage géologique, consiste à placer les déchets radioactifs conditionnés dans le sous-sol. Ce type de stockage correspond donc à la destination finale des déchets. Bien qu'une fois l'installation fermée, celle-ci ne nécessite plus d'intervention humaine, des systèmes de surveillance permettent néanmoins le contrôle de celle-ci. Le stockage géologique repose sur une approche multi-barrières qui garantit la durabilité du confinement. Ainsi, les installations souterraines sont situées dans une couche géologique stable qui constitue ainsi une barrière naturelle. En plus de cette barrière naturelle se trouve une barrière ouvragée. Cette barrière est une barrière physique qui limite le mouvement des nucléides et évite ainsi la dispersion de ceux-ci pendant les premiers milliers d'années. Les nucléides qui auront réussi à franchir cette barrière ouvragée après cette période verront leur dispersion retardée par la barrière naturelle. C'est pourquoi les propriétés de celle-ci sont très importantes. Au cours de leur migration à travers la couche hôte, les substances radioactives voient la majeure partie de leur activité réduite par désintégration. Ainsi, une fois qu'ils atteignent la biosphère, parfois après jusqu'à des centaines de milliers d'années, leur activité est moindre et ne représente plus un danger ni pour l'Homme, ni pour l'environnement.

Les avantages du stockage en profondeur sont donc multiples. En effet, ce type de stockage n'est pas impacté par des catastrophes naturelles comme les tremblements de terre ou encore les inondations [SCK-CEN, s.d.]. De plus, l'accès est difficile, notamment pour les personnes mal intentionnées. Et enfin, d'un point de vue sécurité, ces installations sont optimales puisque, comme dit précédemment, elles ne nécessitent aucune intervention humaine une fois fermées.

Différentes roches hôtes sont possibles pour remplir le rôle de barrière naturelle. À l'échelle mondiale, trois catégories sont recensées d'après [ONDRAF, s.d. - a] ; les roches cristallines (ex : les granites), les évaporites (ex : les sels) et les roches argileuses.

### 1.1.4 Stockage en profondeur en Belgique - Argile de Boom

Selon [ONDRAF, s.d. - a], en Belgique, les roches hôtes qui semblent le plus adaptées au stockage en profondeur sont des roches argileuses. Deux formations argileuses faiblement indurées semblent être de potentielles candidates ; l'**argile de Boom** et l'**argile yprésienne**. Ce type de formation convient très bien au stockage en profondeur car elle est plastique, très peu perméable et ses minéraux argileux piègent facilement les nucléides ,de sorte qu'elle peut parfaitement remplir le rôle de barrière naturelle.

L'argile de Boom est une formation déjà bien connue de nos jours puisqu'elle est étudiée depuis 40 ans pour son possible rôle de roche hôte dans le cadre du stockage géologique des déchets radioactifs. En effet, le groupe SCK CEN (Centre d'Étude de l'Énergie Nucléaire) a débuté en 1980 la construction d'un laboratoire de recherche situé dans l'argile de Boom, à 225 m de profondeur. Ce laboratoire se nomme HADES correspondant à l'acronyme de "High Activity Disposal Experimental Site" et en référence au dieu grec du monde souterrain. Les connaissances et recherches menées dans le cadre du stockage à long terme des déchets radioactifs sont partagées à l'échelle internationale. C'est pourquoi le projet de recherche HADES s'inscrit dans le projet de recherche européen EURIDICE (European Underground Research Infrastructure for Disposal of nuclear waste in Clay Environment).

### 1.1.5 Exigences spécifiques pour l'argile de Boom

D'après [Dao, 2015], pour permettre un dépôt final dans l'argile de Boom, l'installation de dépôt doit satisfaire deux conditions essentielles. En effet, elle doit :

- Être le moins étendue possible dans la dimension verticale et se situer, dans la mesure du possible, au centre de la formation, soit dans le plan médian de celle-ci. Cette condition permet de maximiser l'épaisseur d'argile pouvant jouer le rôle de barrière naturelle.
- Perturber le moins possible l'argile hôte afin de conserver les propriétés intéressantes au stockage en profondeur.

La formation hôte peut subir différentes perturbations dues à la présence d'une installation de dépôt. Celles-ci peuvent être thermiques, chimiques, mécaniques mais aussi hydrauliques. Elles ont deux origines principales. D'une part, le déchet radioactif en lui-même peut modifier les caractéristiques de l'argile située à proximité directe, de par la chaleur et le rayonnement qu'il dégage. D'autre part, la construction de l'installation de dépôt en elle-même peut provoquer des perturbations mécaniques et géochimiques dans la formation hôte.

Afin de minimiser au maximum ces perturbations, il est nécessaire de s'assurer de la compatibilité entre les différents matériaux au sein de l'installation de stockage. Il est aussi essentiel d'avoir une bonne compréhension des phénomènes en présence et notamment ceux qui ont un impact direct sur les propriétés de migration de l'argile.

### 1.1.6 Laboratoire de recherche HADES

Le laboratoire souterrain HADES est situé à une profondeur de 225 m. Il est accessible via deux puits qui sont, tous deux, équipés d'un ascenseur. Ces deux puits sont reliés par la galerie principale qui possède une longueur d'environ 150 m.

Selon [EURIDICE, s.d.], la construction de ce laboratoire a été effectuée en deux phases. L'une a été réalisée manuellement dans les années 1980 tandis que l'autre partie, aussi appelée extension du laboratoire, a été construite de 1997 à 2007 industriellement.

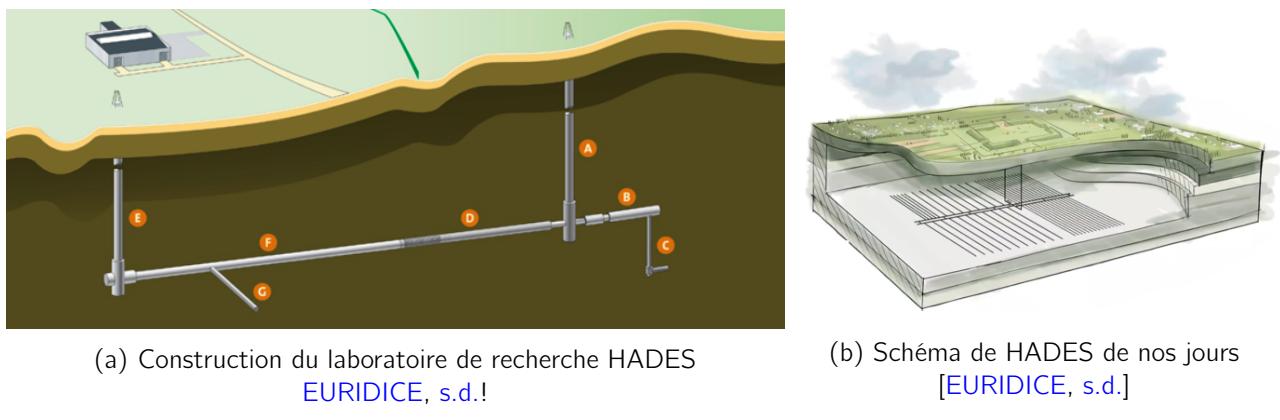


Figure 1.5 – Laboratoire souterrain HADES

De 1980 à 1987, c'est un véritable travail de pionnier qui est réalisé pour construire la première partie du laboratoire. La construction se fait manuellement étape par étape comme montré à la Figure 1.5a.

— A : Premier puits (1980-1982)

Le sol et la couche d'argile ont été congelés jusqu'à une profondeur de 240 m car les ingénieurs craignaient que l'argile peu indurée, se referme rapidement au fil du creusement.

— B : Première galerie (1983-1984)

Longue de 26 m, cette première galerie de 3.5 m de diamètre a été creusée manuellement dans l'argile congelée. Cette galerie a été soutenue grâce à des anneaux en fonte.

— C : Puits et galerie expérimentaux (1984)

Lorsque l'argile a été dégelée, il est apparu que celle-ci se refermait plus lentement que prévu. Un puits et une galerie expérimentaux ont alors été creusés dans l'argile non congelée afin de vérifier cette observation. Un soutènement via des blocs de béton s'est finalement révélé être aussi efficace et même moins chère que la solution des anneaux de fonte. Plus tard, dans le cadre de l'expérience RESEAL, ces puits expérimentaux ont finalement été scellés.

— D : Deuxième galerie (1987)

C'est en quelque sorte le début de la phase d'extension. Une galerie de 51 m de long et possédant un diamètre de 3.5 m est creusée dans l'argile non congelée. Cette galerie est soutenue à l'aide d'un revêtement en béton. Un autre dispositif de soutènement a également été testé sur 15 m. Ce dispositif était constitué de cintres coulissants en acier.

Débute ensuite la véritable extension de HADES avec, cette fois-ci, une construction industrielle.

— E : Deuxième puits Grâce aux techniques industrielles, le second puits est réalisé.

— F : Galerie de liaison (2001-2002)

Une galerie permettant de lier la partie existante du laboratoire et le nouveau puits a été creusée. Elle a été réalisée à l'aide d'une technique industrielle de forage de tunnel et cela, à 225 m de profondeur !

— G : Galerie PRACLAY (2007)

Cette galerie doit son nom à l'expérience PRACLAY. Elle mesure 45 m de long et 1.9 m de diamètre et est située perpendiculairement à la galerie de liaison.

Le laboratoire ressemble à présent au schéma indiqué à la Figure 1.5b.

## 1.2 Objectifs

L'objectif de ce travail de fin d'études consiste à étudier le comportement oedométrique de l'argile de Boom sous différents états structuraux, afin de mieux comprendre l'influence de la structure naturelle ou remaniée sur les propriétés de compressibilité.

Deux états structuraux sont considérés : l'état **intact**, correspondant aux conditions naturelles in situ et l'état **reconstitués**, résultant d'un remaniement en laboratoire.

Types d'échantillons étudiés :

- échantillons **intacts**, permettant de caractériser la structure naturelle de l'argile de Boom, provenant de trois profondeurs :
  - ★ à la **surface**, prélevé à la carrière de Rumst
  - ★ à **223 m**, prélevé dans un forage horizontal carotté depuis le laboratoire souterrain HADES
  - ★ à **350 m**, prélevé dans un forage vertical (MOL-2) réalisé depuis la surface
- échantillons **reconstitués** en laboratoire selon trois modes de préparation :
  - ★ à **sec**
  - ★ avec une teneur en eau **inférieure à la limite de liquidité**  $w < w_L$
  - ★ avec teneur en eau **supérieure à la limite de liquidité**  $w > w_L$

Deux propriétés analysées :

- La **compressibilité verticale** de l'argile de Boom sera étudiée via des **essais oedométriques**. Deux types d'essais seront utilisés : des essais à **basse pression**, pouvant atteindre 1.6 MPa, et à **haute pression**, pouvant atteindre jusqu'à 32 MPa. Les échantillons intacts seront testés à haute pression. Ces derniers permettent, dès lors, de dépasser les contraintes estimées in situ. Il sera ainsi possible de mettre en évidence le lien entre la profondeur des échantillons intacts et leur comportement oedométrique.  
Les échantillons reconstitués seront, quant à eux, testés exclusivement via les essais à basse pression. Il sera possible d'étudier l'impact du mode de préparation des échantillons reconstitués sur la réponse oedométrique.
- La **structure** de l'argile de Boom sera étudiée via des **essais de porosimétrie par injection au mercure** (MIP). Ainsi, d'une part, les échantillons intacts seront testés "avant" et après l'essai oedométrique afin d'établir l'évolution de la structure suite à un essai de chargement vertical. Sur base de ces essais, il sera également possible d'étudier le lien entre l'état structural de l'échantillon (avant l'essai) et sa profondeur de prélèvement.  
D'autre part, les échantillons reconstitués seront testés après l'essai oedométrique et comparés afin de mettre, à nouveau, en évidence l'impact du mode de préparation.

## 1.3 Plan du rapport

Après avoir présenté les objectifs de ce travail, un résumé de chaque chapitre est proposé afin de mettre en évidence la progression logique et la structuration du rapport.

### **Chapitre 1 : Introduction**

Cette première partie a introduit le contexte dans lequel l'argile de Boom est principalement étudiée, à savoir le stockage en profondeur des déchets radioactifs. Elle présente les différents types de déchets, les solutions existantes, ainsi que le rôle du laboratoire souterrain HADES dans l'étude du comportement de cette formation géologique.

### **Chapitre 2 : État de l'art**

Les différents états structuraux que peut présenter l'argile sont ensuite abordés, afin de mieux comprendre son évolution en fonction des conditions de chargement. La théorie relative aux essais oedométriques, largement utilisés pour caractériser le comportement mécanique de l'argile, est également présentée. Enfin, l'argile de Boom est décrite en termes de situation géologique, de stratigraphie, de minéralogie et de propriétés physiques. Un aperçu des principaux essais expérimentaux et des résultats issus de la littérature permet de poser les bases des analyses développées dans les chapitres suivants.

### **Chapitre 3 : Partie expérimentale**

Ce chapitre présente les essais oedométriques réalisés, incluant à la fois les essais à basse et à haute pression. Il détaille les trois méthodes de reconstitution des échantillons utilisées dans cette étude, ainsi que la préparation des échantillons intacts. Enfin, les programmes expérimentaux des essais œdométriques et de porosimétrie au mercure y sont également introduits.

### **Chapitre 4 : Résultats et discussions**

Ce chapitre présente les résultats des essais œdométriques et de porosimétrie au mercure. Les données issues des essais œdométriques sont interprétées à l'aide de deux droites de référence : la droite de compression sédimentaire (SCL) et la droite de compression intrinsèque (ICL). Une comparaison des différents échantillons est ensuite réalisée afin de mettre en évidence l'influence du mode de préparation, dans le cas des échantillons reconstitués, et celle de la profondeur, pour les échantillons intacts, sur leur comportement œdométrique ainsi que sur leur état structural.

### **Chapitre 5 : Conclusions et perspectives**

Ce dernier chapitre dresse le bilan des observations réalisées au cours de l'étude et propose quelques pistes pour de futures recherches.

# Chapitre 2

## État de l'art

### 2.1 Structure des sols argileux

La structure de l'argile comprend l'organisation spatiale des particules, aussi appelée texture, et les forces interparticulaires. La texture est définie comme l'hétérogénéité, la stratification, la distribution de particules et les fissures [Coop et al., 1995].

[Leroueil et al., 1984] ont classé les états structuraux des argiles en 4 catégories principales :

- l'état intact, correspondant à la structure naturelle des sédiments, résultant de processus géologiques complexes
- l'état déstructuré, qui apparaît lorsqu'une argile initialement intacte subit des déformations volumétriques et/ou déviatoriques suffisantes pour rompre sa structure originale
- l'état remoulé, obtenu lorsqu'une énergie mécanique importante est transmise à l'argile, réduisant sa résistance au minimum et détruisant totalement sa structure
- l'état resédimenté, qui résulte de la sédimentation de particules d'argile préalablement remoulées et mélangées à une boue, puis consolidées sous le poids propre de la colonne de sol

Une cinquième catégorie a été ajoutée par [Burland, 1990]. Celle-ci correspond à l'état reconstitué. Elle définit un matériau préparé en laboratoire à partir d'une teneur en eau comprise entre 1 et  $1.25 \times W_L$ .

La structure de l'argile fait référence à l'agencement des particules ainsi qu'aux forces interparticulaires (d'attraction ou de répulsion) qui s'exercent entre elles. On distingue généralement deux niveaux de structure : la **microstructure** et la **macrostructure**.

La **microstructure** concerne les arrangements de particules élémentaires, également appelées unités microstructurales. Ces particules, liées entre elles par des interactions physico-chimiques, forment des agrégats appelés aussi flocs, amas ou *peds*. Leur agencement est généralement dense, en contacts face-à-face, et présente une faible porosité interne. À l'intérieur de ces agrégats se trouvent les **micropores**, aussi appelés **pores intra-agrégats**, qui sont de très petite taille.

L'arrangement géométrique des particules élémentaires dépend directement des forces interparticulaires, elles-mêmes influencées par les propriétés physico-chimiques des particules d'argile (Mitchell et Soga, 2005). Deux types d'arrangement sont généralement observés : la **floculation** et la **dispersion**.

La floculation se produit lorsque les forces d'attraction prédominent. Elle entraîne un agencement aléatoire des particules, résultant de la liaison entre le bord positivement chargé d'une particule et la surface négativement chargée d'une autre. À l'inverse, la dispersion se manifeste lorsque les forces de répulsion dominent, provoquant un agencement parallèle entre les particules, qui se repoussent en raison de leurs surfaces toutes deux chargées négativement.

La microstructure influe fortement sur le comportement mécanique et volumétrique du sol. Dans un état dispersé (arrangement face-à-face), les variations de volume sont plus faibles en raison de la compacité de la structure. En revanche, l'état floculé (arrangement face-à-bord) donne lieu à une structure plus poreuse et donc plus compressible.

La **macrostructure** désigne l'organisation globale des agrégats. Elle est responsable de la formation des **macropores**, c'est-à-dire les espaces poreux situés entre les agrégats. Dès lors, ils sont couramment appelés **pores inter-agrégats**. Ceux-ci, bien plus grands que les pores intra-agrégats, jouent un rôle essentiel dans la circulation de l'eau et influencent directement des propriétés hydromécaniques telles que la perméabilité. Par ailleurs, [Matsuo & Kamon, 1977] ont proposé des valeurs seuils permettant de différencier les niveaux microstructural, mésostuctural et macrostructural dans les sols argileux, comme le montre la Figure 2.1.

Type of ped	Type of pore	Recognition
Macroped (> 50 µm)	Macropore (>10 µm)	By naked eye and spy glass
Mesoped (2–50 µm)	Mesopore (1–10 µm)	By optical microscope
Microped (0.1–2 µm)	Micropore (0.01–1 µm)	By scanning electron micropore
Submicroped (<0.1 µm)	Submicropore (<100A)	By transmission electron microscope

Figure 2.1 – Types de pores et d'agrégats [Matsuo & Kamon, 1977]

Compte tenu de la complexité de la structure des sols argileux, les espaces poreux sont donc définis à partir de deux éléments fondamentaux : les particules élémentaires (microstructure) et les assemblages de particules (macrostructure) ([Wong & Varatharajan, 2014]; [Yong et al., 2010]).

Les **assemblages de particules**, qui relèvent de la macrostructure, résultent de l'agrégation de plusieurs particules élémentaires. Ensemble, ils forment le **squelette du sol**. Les espaces poreux situés à l'intérieur de ces assemblages et entre les différentes particules élémentaires sont désignés comme des **macropores** (pores inter-agrégats ou intra-matrice).

La Figure 2.2 illustre la distribution des micropores et des macropores au sein d'une structure argileuse.

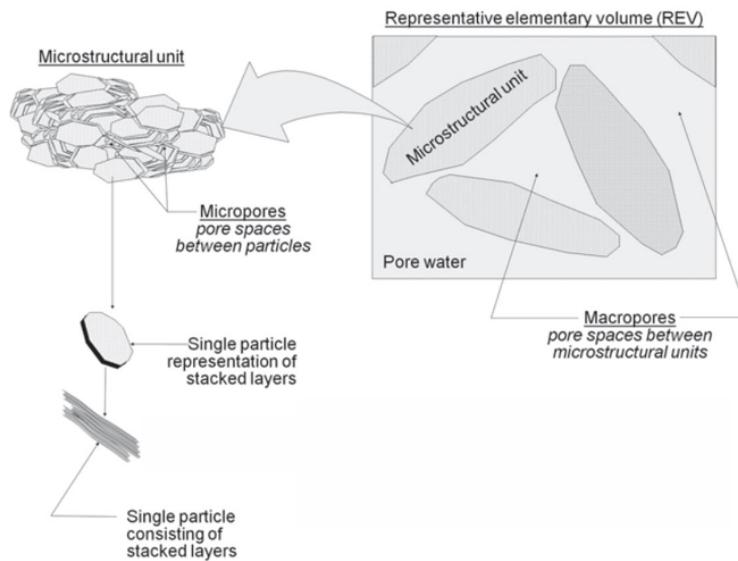


Figure 2.2 – Réprésentation des micro- et macropores dans une structure argileuse [Yong et al., 2010]

Au sein d'une microstructure argileuse, l'eau peut exister sous plusieurs états comme montré à la Figure 2.3.

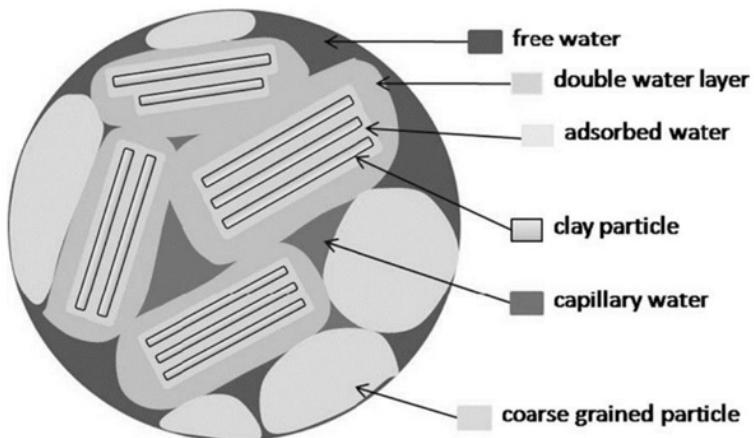


Figure 2.3 – Différents états de l'eau dans la microstructure de l'argile [Le et al., 2012]

Ces états dépendent de la position de l'eau par rapport aux particules d'argile (au contact direct ou plus éloignée). Chaque état confère à l'eau des propriétés distinctes. Les différents états sont les suivants :

- **L'eau structurale**, qui fait partie de la structure minérale de l'argile. Elle ne quitte la phase solide qu'à partir d'environ 350°C et n'est donc pas prise en compte dans la mesure de la teneur en eau effectuée à environ 100°C.
- **L'eau adsorbée**, est présente à la fois sur les surfaces internes et externes des minéraux argileux. Elle comprend l'eau de l'espace interlamellaire basal et celle de la double couche diffuse (couche de Stern et couche diffuse) qui se trouve sur les surfaces basales externes des particules d'argile. L'espace interlamellaire basal correspond à l'espace entre les couches (ou lamelles) formant la structure des particules d'argile, où l'eau est fortement liée aux surfaces internes. Cette eau est stockée à l'intérieur des particules élémentaires, dans les micropores, et se caractérise par une viscosité élevée qui empêche son écoulement libre. Elle joue un rôle important dans les propriétés physico-chimiques

de l'argile, comme sa capacité à retenir l'eau et son comportement sous contrainte.

- L'**eau capillaire**, est stockée entre les particules élémentaires dans les macropores et pouvant circuler librement sous l'effet d'un gradient hydraulique.

### 2.1.1 Porosimétrie

La porosimétrie est une méthode employée pour évaluer et décrire la porosité d'un matériau, c'est-à-dire la quantité, la taille et la répartition des pores qui le composent. Cette technique fournit des informations essentielles sur la structure poreuse, lesquelles impactent des propriétés telles que la perméabilité, la capacité de rétention d'eau et la résistance mécanique.

La porosimétrie permet de définir le type de distribution que suit la structure des argiles. Deux distributions sont généralement définies : la distribution unimodale et la distribution bimodale.

La distribution unimodale, comme son nom l'indique, présente une fréquence d'occurrence élevée pour une famille de pores de tailles très proches. Ainsi, la courbe est caractérisée par un seul pic sur le graphe de distribution des pores. C'est le cas, par exemple, de la courbe bleue sur la Figure 2.4.

Une distribution bimodale désigne dès lors une courbe présentant deux familles dominantes de tailles des pores, soit deux pics distincts. Ceux-ci peuvent être présents pour les mêmes types de pores, par exemple les pores intra-agrégats, ou présents dans les deux types de pores, c'est-à-dire un pic dans les pores intra-agrégats et un autre dans les pores inter-agrégats. La Figure 2.4 montre une courbe en rouge qui suit une distribution bimodale.

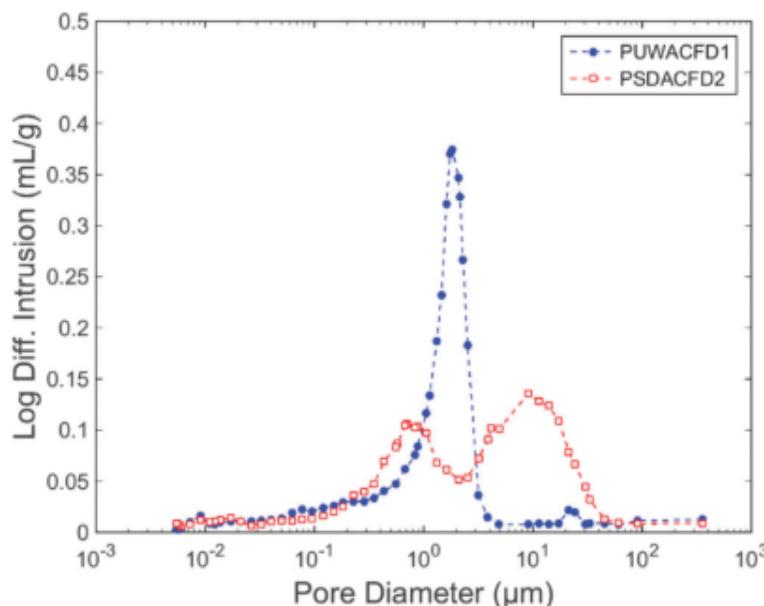


Figure 2.4 – Distributions unimodale et bimodale [M. Oualmakran & François, 2016]

### 2.1.2 Gonflement des argiles

Après la mise en contact entre un matériau sec et de l'eau, cette eau est absorbée par ce matériau. Ce phénomène est appelé imbibition. Les sites hydrophiles présents sur les particules d'argile vont attirer les molécules d'eau dipolaires. L'eau va donc se fixer en premier lieu sur ces zones. Il y a ainsi création d'un film monomoléculaire d'eau, soit un film d'une molécule d'eau d'épaisseur. La surface des particules

est donc recouverte de manière continue d'un film d'eau de 0.343 nm, diamètre d'une molécule d'eau. Ensuite, d'autres molécules d'eau viennent se fixer au-dessus de la première couche, formant ainsi plusieurs couches successives. Ce phénomène est appelé l'adsorption multicouche. Vu leurs distances avec la surface de la particule argileuse, les forces de liaisons sont de plus en plus faibles. L'eau adsorbée n'est pas libre de bouger puisqu'elle est immobilisée autour des particules d'argile.

La rétention d'eau d'un matériau argileux désigne la capacité que possède ce matériau à retenir l'eau dans sa structure, sans que celle-ci ne puisse s'écouler librement. Cette capacité de rétention dépend de plusieurs éléments tels que la taille des particules et agrégats, l'énergie d'hydratation des cations compensateurs ou encore du type de porosité [Tran, 2014]. En effet, la taille des particules a un impact direct sur l'eau adsorbée puisque plus les particules sont fines, plus leur surface spécifique est grande et donc plus il y a de sites hydrophiles pour la création du film monomoléculaire d'eau. La taille des agrégats influence quant à elle la macro-porosité du matériau. La micro-porosité permet une bonne rétention de l'eau grâce aux forces capillaires et d'adsorption.

L'énergie d'hydratation est une mesure de la force avec laquelle un ion attire les molécules d'eau autour de lui. Les feuillets d'argile étant chargés négativement, des cations compensateurs sont présents entre ceux-ci pour équilibrer la charge ionique. Plus ces cations possèdent une énergie d'hydratation importante, plus un amas d'eau peut se former autour d'eux, forçant ainsi les feuillets à s'écartier et favorisant le gonflement.

## 2.2 Compression des argiles

L'impact de la structure sur la compressibilité des sols naturels a été mis en évidence pour la première fois par Terzaghi (1941). Par la suite, [Skempton, 1970] a rassemblé un ensemble de courbes représentant les états in situ de nombreuses argiles normalement consolidées (NC). Ces argiles vont de la boue récemment déposée jusqu'à des argiles situées à 3000 m de profondeur comme montré à la Figure 2.5. Ces courbes sont appelées *courbes de compression sédimentaire (SCC)* selon la terminologie de Terzaghi. Les recherches de [Skempton, 1970] ont permis de montrer que les positions de ces différentes SCC dépendent de leur limite de liquidité  $w_L$ , notée  $LL$  sur la Figure 2.5. En effet, plus  $w_L$  est grande, plus la SCC se trouve vers la droite dans le diagramme correspondant. En exprimant la teneur en eau à travers l'indice de liquidité  $I_L$ , [Skempton, 1970] a observé que les différentes courbes tendent à converger vers une bande étroite. Cet indice de liquidité est obtenu via la formule suivante  $I_L = \frac{w - w_P}{I_P}$ .

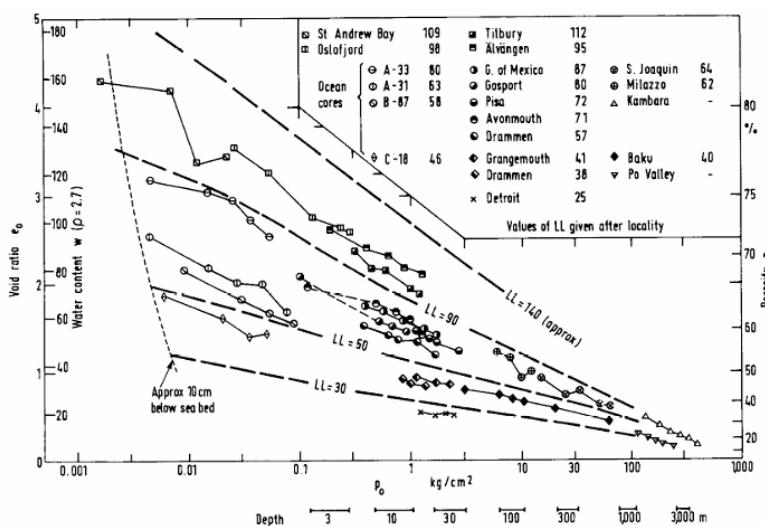


Figure 2.5 – Courbes de compression sédimentaire des argiles normalement consolidées [Skempton, 1970]

### 2.2.1 Lignes de compression intrinsèque et sédimentaire

Une approche pertinente pour mettre en évidence le type de structure du sol étudié consiste à comparer les courbes de compression sédimentaire (SCC) avec la courbe de compression du même sol reconstitué. En effet, l'état reconstitué élimine la macro-structure mais pas nécessairement la micro-structure puisque les liaisons interparticulaires restent stables et donc demeurent inchangées sous grandes déformations. Un sol reconstitué constitue donc un sol dans lequel l'effet de l'histoire géologique a été entièrement "effacé" [Burland, 1990].

Les propriétés des sols reconstitués sont ainsi qualifiées d'intrinsèques, car elles dépendent uniquement des caractéristiques fondamentales d'un sol telles que sa minéralogie et sa granulométrie. Les propriétés intrinsèques sont donc indépendantes de la structure du sol contrairement aux propriétés des sols naturels. Les sols reconstitués sont préparés avec une teneur en eau comprise entre 1 et  $1.5 \times w_L$  [Burland, 1990]. Une astérisque "\*" est utilisée pour désigner une propriété intrinsèque (par exemple,  $C_c^*$  représente la compressibilité intrinsèque).

Puisque la position des courbes de compression unidimensionnelle, généralement appelées courbes de compressions oedométriques, dépend uniquement de la plasticité du sol, [Burland, 1990] a introduit un paramètre normalisé  $I_v$ . Ce paramètre désigne l'index des vides et est établi via la formule suivante :

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (2.1)$$

avec  $e$  qui désigne l'indice des vides;  $e_{100}^*$  et  $e_{1000}^*$  qui correspondent aux indices des vides intrinsèques mesurés à des contraintes effectives de respectivement 100 kPa et 1000 kPa.  $C_c^*$  désigne l'indice de compression intrinsèque et est obtenu de la façon suivante  $C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^*$ .

La normalisation de courbes de compression intrinsèques couvrant une large gamme de limite de liquidité  $w_L$  et de pressions effectives  $\sigma'_v$  fait apparaître une ligne unique. Cette ligne unique est appelée *ligne de compression intrinsèque* et est désignée par l'abréviation ICL. Selon [Burland, 1990], les coordonnées de cette ICL peuvent être décrites avec une précision suffisante par l'équation empirique cubique :

$$I_v = 2.45 - 1.285 \times x + 0.015 \times x^3 \quad (2.2)$$

où  $x = \log \sigma'_v$  en kPa. L'équation 2.2.1 n'est valable que pour un éventail de contraintes allant de 10 kPa à 4 MPa. C'est pourquoi, elle a été ensuite adaptée par Chandler (2000) pour atteindre des contraintes jusqu'à 40 MPa. L'équation mise à jour est ainsi :

$$I_v = 2.6 - 1.475 \times x + 0.075 \times x^2 + 0.0055 \times x^3 \quad (2.3)$$

Les constantes de compressibilité intrinsèques  $e_{100}^*$  et  $C_c^*$  peuvent être établies à partir de l'indice des vides à la limite de liquidité  $e_L$  via les formules empiriques déterminées par [Burland, 1990] et [Chandler, 2000] :

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \times e_L - 0.089 \times e_L^2 + 0.016 \times e_L^3 \quad (2.4)$$

$$e_{100}^* = 0.0114 + 0.518 \times e_L \quad (2.5)$$

$$C_c^* = 0.256 \times e_L - 0.04 \quad (2.6)$$

$$(2.7)$$

Ces corrélations ne sont valables que pour les sols dont les limites d'Atterberg se situent au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité. Lorsque les limites d'Atterberg sont inférieures à cette ligne, les

valeurs prédites pour  $e_{100}^*$  et  $C_c^*$  ne correspondent plus aux observations expérimentales.

De plus, d'après Burland, ces équations ne doivent être utilisées que pour des valeurs de  $e_L$  comprises entre 0,6 et 4,5, ce qui correspond à des limites de liquidité  $w_L$  allant de 25% à 160 %. Pour  $W_L$  supérieur à 170 %, [Chandler, 2000] préconise l'utilisation de la formule 2.5.

En normalisant les données de [Skempton, 1970], [Burland, 1990] a remarqué que les courbes de compression sédimentaires SCC de différents sols argileux naturels, se regroupent en une bande étroite située au dessus et à droite de la ligne de compression intrinsèque ICL, comme illustré à la Figure 2.6. Cela indique que, bien que les argiles naturelles proviennent de diverses origines, leurs courbes de compression normalisées (par  $I_v$ ) présentent un comportement similaire, mais avec une résistance à la compression supérieure à celle des argiles reconstituées, représentées par l'ICL.

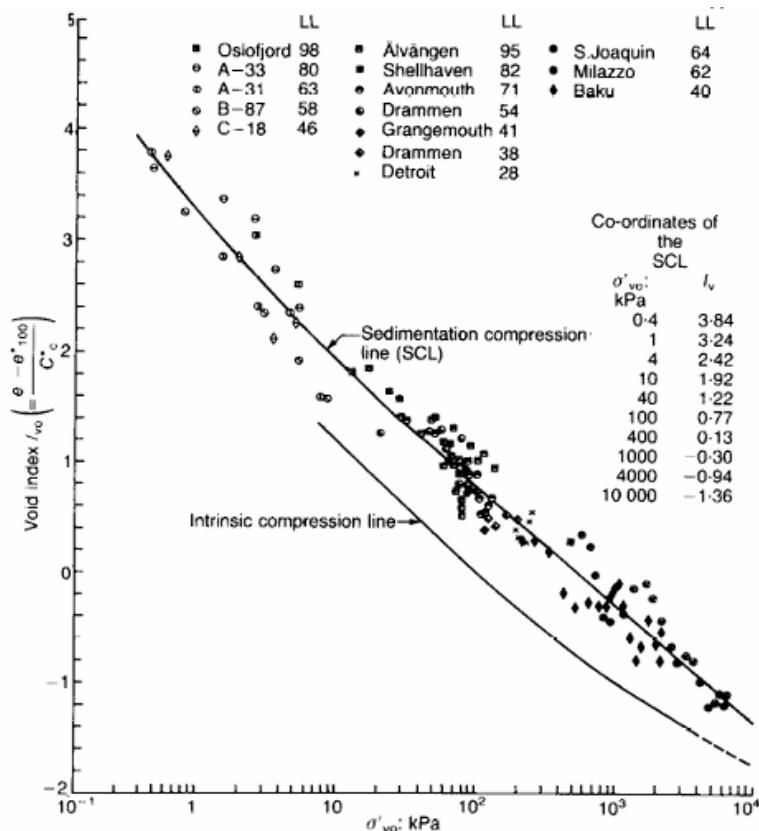


Figure 2.6 – Lignes de compression sédimentaire SCL et intrinsèque ICL [Burland, 1990]

A partir de ces observations, Burland a déduit une ligne moyenne régressive appelée ligne de compression sédimentaire SCL. Cette ligne SCL est une sorte de moyenne idéalisée représentant le comportement compressible de sédiments argileux marins naturels. Elle est dès lors "imaginaire".

Il est important de distinguer cette ligne de la courbe de compression sédimentaire SCC qui est, quant-à-elle, propre à chaque argile individuelle.

La ligne SCL est presque parallèle à l'ICL pour des contraintes inférieures à 1000 kPa. Ceci montre qu'il existe un écart constant entre le comportement du sol naturel et celui du sol reconstitué pour cette gamme de contrainte.

Un point intéressant à souligner est que pour un index de vide  $I_v$  donné, un sol à l'état naturel est capable de supporter une contrainte environ 5 fois plus grande que ce même sol une fois reconstitué. Cette observation montre que la structure naturelle du sol ainsi que sa texture tendent à renforcer la résistance de celui-ci.

A partir de 1000 kPa, cet effet de la structure tend à disparaître puisque les deux courbes SCL et ICL commencent à se rejoindre. Ceci suggère que la structure du sol tend à disparaître sous des contraintes élevées, et que le comportement du sol naturel se rapproche dès lors de celui du sol reconstitué.

Le système formé par l'ICL et la SCL dans le plan  $\ln v_n$  -  $\log \sigma'_v$  sert de référence pour interpréter le type de sol et l'effet de la structure sur le comportement mécanique et plus précisément sur la compressibilité. Ce système permet également de définir le lien entre l'histoire géologique du sol, notamment en termes de conditions de dépôts, d'évolution post-sédimentation, ... et les propriétés géotechniques du sol en question.

### 2.2.2 Structure stable et métastable

Pour rappel, la structure d'un sol est constituée de deux composantes : la texture (*fabric*, en anglais), qui décrit l'arrangement spatial des particules, et les liaisons interparticulaires (*bonding*), représentant les forces qui unissent ces particules. Pour mettre en évidence le rôle mécanique spécifique de chacune, [Baudet & Stallebrass, 2004] en s'appuyant sur [Coop et al., 1995], ont supposé que la stabilité conférée par la texture ne se dégrade pas sous l'effet de la déformation. Ainsi, la Figure 2.7 illustre que la courbe rose ne rejoint pas entièrement la ligne de compression intrinsèque (ICL), même sous contraintes élevées, car la texture reste intacte.

Au-delà de la contrainte de préconsolidation, la courbe de compression rose tend à converger vers l'ICL avec une pente accrue, tandis que la courbe verte atteint la courbe bleue correspondant à la droite de compression sédimentaire (SCL) et s'y aligne, adoptant une trajectoire parallèle à l'ICL. Cela suggère que l'argile possédant la courbe verte ne subit pas de déstructuration significative, probablement grâce à une stratification qui reste stable même sous fortes contraintes.

La courbe rose illustre un comportement typique observé lors d'un essai oedométrique. À mesure que la contrainte appliquée augmente, la structure du sol se modifie significativement : les liaisons interparticulaires se rompent progressivement, ce qui conduit la courbe de compression à se rapprocher de la ligne de compression intrinsèque (ICL).

De manière générale, un sol peut contenir à la fois des éléments structurels stables et métastables. Lorsqu'il dépasse sa limite élastique, sa courbe de compression tend vers l'ICL en raison de la rupture des composants métastables, puis se stabilise le long d'une trajectoire parallèle à l'ICL, mais située au-dessus, du fait du maintien des éléments stables. Ces observations appuient l'idée, formulée par [Coop et al., 1995], que les éléments métastables sont liés aux forces interparticulaires, tandis que les éléments stables relèvent de la texture du sol.

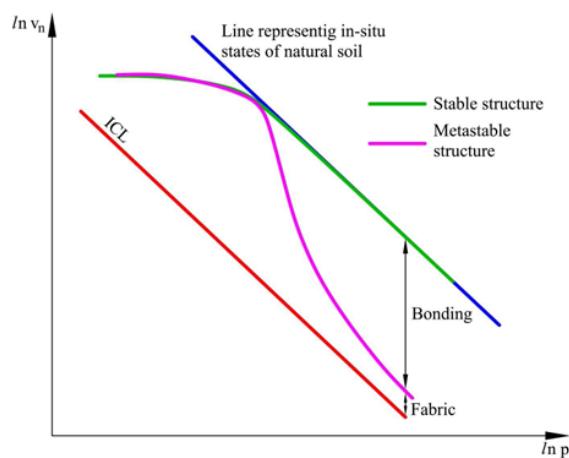


Figure 2.7 – Structures stables et métastables [Baudet & Stallebrass, 2004]

## 2.3 Protocoles expérimentaux

### 2.3.1 Porosimétrie au mercure

#### 2.3.1.1 Préparation des échantillons

Pour réaliser un essai de porosimétrie par intrusion de mercure, il est essentiel que l'échantillon soit totalement dépourvu d'eau. Afin de préserver la microstructure du matériau, la méthode de lyophilisation est privilégiée [Lima, 2011]. Cette technique permet un séchage à basse température, évitant ainsi le phénomène de retrait et donc une modification du volume, mais aussi une perturbation de la microstructure de l'échantillon.

La lyophilisation consiste à extraire l'eau interstitielle contenue dans l'échantillon d'argile sans en altérer les caractéristiques physiques. Elle se déroule en plusieurs étapes.

La première étape consiste à congeler l'échantillon. Celui-ci est placé dans un bocal, puis immergé dans de l'azote liquide à une température de -196 °C comme montré à la Figure 2.8a. Tout le contenu du bocal est alors à l'état solide. C'est pourquoi cette étape est souvent appelée l'étape de **congélation**. Le bocal est ensuite fermé à l'aide d'un couvercle muni d'un papier filtre. Ce dernier évite l'intrusion de particules de l'échantillon dans la machine lors de la seconde étape.

La seconde étape vise à provoquer la **sublimation** de l'eau présente dans l'échantillon. En d'autres termes, les particules d'eau vont passer de l'état solide à l'état gazeux sans passer par l'état liquide. Pour cela, les bocaux contenant les échantillons sont reliés à un condensateur comme le montre la Figure 2.8b, dont la température et la pression y sont respectivement de -54°C et  $9 \times 10^{-3}$  bar, et ce, pour une durée de 24 heures.

Ces deux changements de température et de pression permettent de faire le vide dans le bocal. La vapeur d'eau migre ensuite de la zone de haute pression partielle en vapeur d'eau (l'échantillon) à la zone de basse pression partielle (le condensateur). Le condensateur étant très froid, il agit comme un piège thermique. En effet, il attire la vapeur d'eau et permet la condensation de celle-ci. Ceci explique le fait que de la glace se soit formée sur la bobine du condensateur à la fin de cette étape.



(a) Congélation



(b) Sublimation

Figure 2.8 – Lyophilisation [Compère, 2023]

### 2.3.1.2 Procédure expérimentale

Pour étudier la structure, des essais de porosimétrie par injection au mercure (MIP) seront réalisés. Cet essai permet de déterminer la distribution de la taille des pores ainsi que le volume poreux total. Il consiste à injecter du mercure à l'état liquide à l'intérieur d'un pénétromètre dans lequel se trouve l'échantillon étudié. Ce dernier doit être relativement petit, son volume n'étant que de quelques centimètres cubes. Ces essais seront réalisés par la plateforme CARPOR de l'Université de Liège.

Tout d'abord, il est important de peser l'échantillon afin de déterminer sa masse sèche  $M_s$ . Ce dernier peut ensuite être placé dans le pénétromètre. La première injection de mercure va permettre de déterminer le volume  $V_{echantillon}$  de l'échantillon. En effet, la première injection ne permet pas la mise sous pression de l'échantillon. Elle consiste uniquement à remplir le vide autour de l'échantillon. La pression lors du remplissage du pénétromètre est donc considérée nulle, soit  $p = 0$ . Ainsi, connaissant le volume de mercure qui a été injecté  $V_0$  et le volume total du pénétromètre  $V_{penetrometre}$ , il est permis d'en déduire  $V_s$  par la relation suivante :

$$V_s = V_{penetrometre} - V_0$$

Puisque la masse  $M_s$  et le volume  $V_s$  de l'échantillon sont connus, la masse volumique sèche  $\rho_d$  peut être déterminée par la relation  $\frac{M_s}{V_s}$ .

Les injections de mercure suivantes mettront l'échantillon sous-pression. Ainsi, le mercure commencera à remplir les pores de l'échantillon au fur et à mesure que la pression dans le pénétromètre augmente. Les pores les plus grossiers seront remplis en premier tandis que les pores plus fins seront remplis plus tard, lorsque la pression le permettra. La relation liant le rayon des pores  $r_p$  et la pression de l'injection  $p_i$  est la suivante :

$$r_p = \frac{2 \times \gamma \times \cos \theta}{p_i} \quad (2.8)$$

Avec

- $\gamma$ , la tension superficielle du mercure [N/m]
- $\theta$ , l'angle de contact
- $p_i$ , la pression nécessaire [MPa] pour injecter le mercure dans des pores de rayon  $r_p$

Connaissant le volume de mercure injecté, le volume des vides est dès lors lui aussi connu. Il est ainsi possible d'établir une courbe liant le volume des vides au diamètre de ceux-ci. Pour chaque taille de pores, la fréquence d'occurrence de celui-ci au sein de l'échantillon peut être établie. Ainsi, la courbe de distribution de la taille des pores, désignée par PSD pour "pore-size distribution", est obtenue. Celle-ci reprend donc la fréquence de chaque taille de pores au sein de l'échantillon. Grâce à cette courbe, les distributions des pores peuvent être qualifiées soit d'unimodale, soit de bimodale, comme expliqué à la section 2.1.1. Il est également possible de représenter une courbe de l'indice des vides ou de la porosité en fonction de la contribution de chaque taille de pores. À titre d'exemple, les deux courbes obtenues sont illustrées à la Figure 2.9.

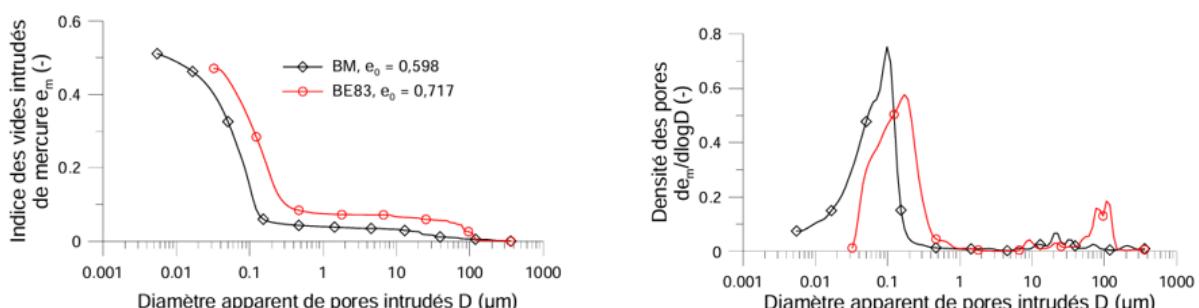


Figure 2.9 – Résultats MIP sur l'argile de Boom intacte à Mol (BM) et à Essen (BE83) [Nguyen, 2013]

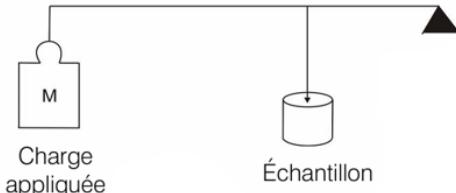
### 2.3.2 Essai oedométrique

#### 2.3.2.1 Méthodologie

Le but d'un essai oedométrique est de mesurer la compressibilité d'un sol sous une charge verticale. Il permet donc d'étudier la manière dont le sol se déforme sous l'effet d'un chargement vertical. Seule la déformation verticale est permise puisque l'échantillon est placé dans une bague oedométrique (baguette métallique indéformable), ce qui empêche toute déformation latérale. L'échantillon de sol est placé entre deux pierres poreuses. Des papiers filtres peuvent également être placés entre le sol et ces pierres. Cette disposition permet ainsi le drainage du sol. L'échantillon est immergé afin de retrouver sa condition saturée (in-situ). La saturation de l'échantillon se fait de manière gravitaire et le circuit de drainage est ouvert à l'air libre, ce qui permet à l'eau contenue dans les pores du sol de s'échapper lors de l'application des charges, rendant possible la consolidation.



(a) Bâti essai basse pression



(b) Bras de levier [Collin.F, 2021]

Figure 2.10 – Système masse et bras de levier

Les contraintes verticales sont appliquées palier par palier, à l'aide d'un système de masses et de bras de levier, comme visible à la Figure 2.10. Celui-ci permet d'atteindre des niveaux de contraintes importants en utilisant de petites masses. En phase de chargement, les contraintes verticales sont généralement doublées d'un palier à l'autre. La durée des paliers varie en fonction du type de sol. Plus le matériau est composé de grains grossiers, plus la consolidation se fait rapidement et donc plus la durée du palier de chargement est courte. À l'inverse, plus le sol est composé de grains fins (et peu perméable), plus la consolidation est lente et donc plus la durée du palier de chargement est longue.

#### 2.3.2.2 Traitements des données expérimentales

Des capteurs mesurent le déplacement vertical (tassement) de façon continue pour chaque palier et tout au long de l'essai. Lorsqu'une charge est appliquée, bien qu'un tassement vertical instantané se produise, celui-ci est très faible. Le tassement vertical évolue avec le temps jusqu'à cesser. Ce phénomène est dû à l'interaction entre la réponse mécanique du squelette solide et de l'eau présente dans les pores. L'application des charges par palier permet donc de mettre en évidence deux types de consolidation qui suivent le tassement élastique instantané : la consolidation primaire et la consolidation secondaire comme indiqué sur les Figures 2.11 et 2.12.

La consolidation primaire se produit, comme son nom l'indique, en premier. Elle est due à l'expulsion de l'eau interstitielle. En effet, puisque la partie solide du sol est presque incompressible, le tassement vertical peut se faire uniquement en diminuant le volume des vides dans le sol. Or, l'échantillon étant saturé, les vides sont occupés par de l'eau. Une diminution du volume de vide implique donc l'expulsion de l'eau interstitielle. En d'autres mots, lorsque la charge est appliquée (en  $t=0$ ), l'augmentation de la

contrainte totale est entièrement reprise par l'augmentation de la pression interstitielle  $u_w$ . Un gradient hydraulique est ainsi créé entre la zone de chargement où l'eau est sous pression et le reste de l'échantillon qui n'est pas affecté. Puisque le système est drainé, l'eau peut être expulsée par les pierres poreuses, en haut et en bas de l'échantillon, ce qui permet de diminuer les surpressions. La consolidation primaire prend fin une fois que les surpressions interstitielles se sont dissipées, annulant les gradients hydrauliques au sein de l'échantillon et stoppant ainsi l'expulsion de l'eau. Jusqu'ici, le tassement correspond donc au volume d'eau expulsé.

La consolidation secondaire a lieu en même temps que la consolidation primaire mais est relativement faible comparée à cette dernière. Ainsi, lorsque la consolidation primaire prend fin, seule la consolidation secondaire persiste. L'augmentation de la contrainte totale ne peut, dès lors, plus être reprise par l'eau interstitielle. Elle doit donc être compensée par l'augmentation de la contrainte effective vu la relation

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v - \Delta u_w$$

La contrainte effective désigne la contrainte qui gouverne les propriétés mécaniques du squelette solide. Une augmentation de cette contrainte implique donc une réorganisation de la matrice granulaire soit un réarrangement des grains solides. Le tassement est moindre et plus lent à se développer.

Pour chaque palier de chargement, le graphe  $\Delta H - t$  peut être obtenu. Ce graphe peut être utilisé de façon indirecte afin d'obtenir le coefficient de consolidation  $c_v$  qui correspond à la vitesse avec laquelle un sol saturé se consolide. Le coefficient  $c_v$  est donc directement lié à la facilité avec laquelle l'eau interstitielle peut être expulsée, donc lié à la perméabilité du sol. Un sol peu perméable aura donc un coefficient de consolidation plus faible qu'un sol perméable. Pour déterminer ce coefficient, deux méthodes sont possibles : la méthode de la racine carrée du temps (ou méthode de Taylor) et la méthode du logarithme du temps (ou méthode de Casagrande).

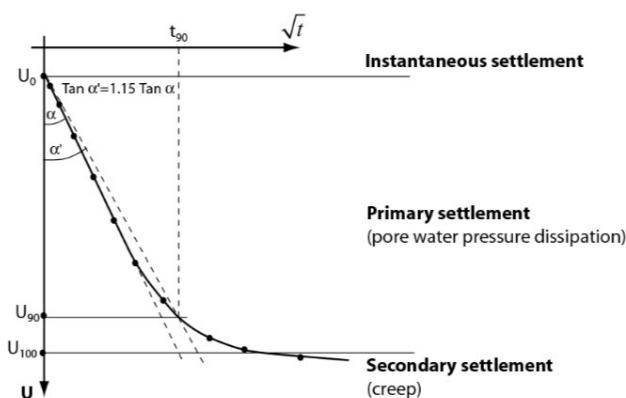


Figure 2.11 – Méthode de la racine carrée du temps [François, 2023]

Les étapes pour appliquer la méthode de la racine carrée du temps, aussi appelée méthode de Taylor, sont illustrées à la Figure 2.11. Elles sont expliquées ci-dessous :

1. Identifier la première partie linéaire de la courbe de consolidation (correspondant à 60% de la consolidation primaire).
2. Tracer la tangente à cette partie de courbe. Elle forme un angle  $\alpha$  avec la verticale.
3. Identifier l'intersection  $I$  de la tangente avec l'axe des ordonnées.
4. Tracer une nouvelle droite à partir du point  $I$  et formant un angle  $\alpha'$  avec la verticale. Cet angle est déterminé grâce à la relation suivante :  $\tan \alpha' = 1,15 \times \tan \alpha$

5. Identifier l'intersection de cette ligne avec la courbe de consolidation comme étant le point correspondant à 90% de consolidation primaire. La valeur de  $t_{90}$  est ainsi connue.
6. Le coefficient de consolidation  $c_v$  est obtenu via la formule

$$c_v = \frac{T_v \times H^2}{t} \quad (2.9)$$

avec  $T_v$  qui est un facteur du temps et  $H$  qui correspond à la hauteur drainée soit la demi-hauteur de l'échantillon. Pour la méthode de Taylor,  $T_v$  vaut 0,848 puisque  $t = t_{90}$ .

7. La perméabilité hydraulique du sol peut finalement être calculée à partir du coefficient de consolidation  $c_v$  et du module oedométrique. Le poids spécifique de l'eau intervient aussi et est prise à 9.81 kN/m<sup>3</sup>. La formule de la perméabilité hydraulique du sol est :

$$k = c_v \times \gamma_w \times \frac{1}{E_{oed}} \quad (2.10)$$

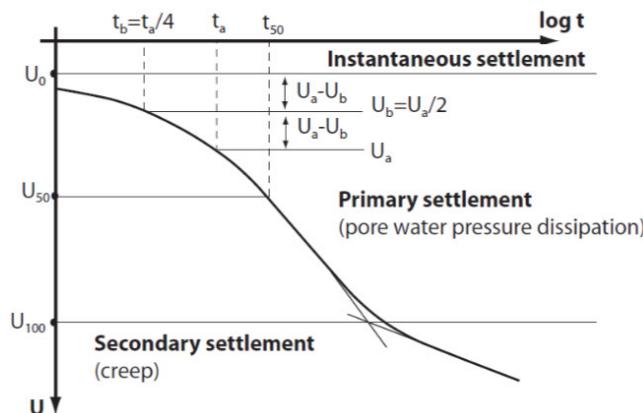


Figure 2.12 – Méthode du logarithme du temps [François, 2023]

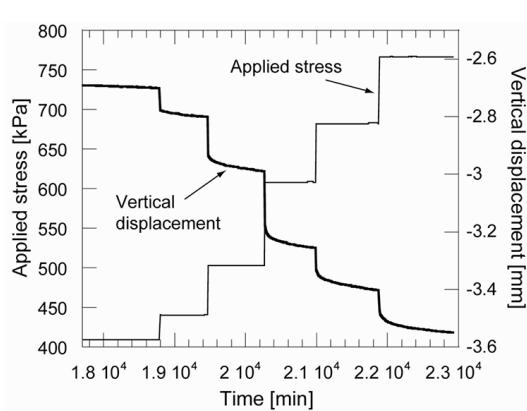
Les étapes pour appliquer la méthode du logarithme du temps, aussi appelée méthode de Casagrande, sont illustrées à la Figure 2.12. Celles-ci sont expliquées ci-dessous :

1. Tracer la tangente aux deux courbes délimitées par le changement de pente.
2. Identifier l'intersection des deux droites comme étant la fin de la consolidation primaire (soit 100%). La valeur du déplacement  $\Delta H_{100}$  est alors connue.
3. Déterminer  $\Delta H_{50}$  comme la moitié du tassement total.
4. Le coefficient de consolidation  $c_v$  est obtenu via la formule (2.9) avec  $T_v$  qui vaut 0,197 puisque  $t = t_{50}$ . Une fois  $c_v$  obtenu, la perméabilité hydraulique  $k$  peut être déterminée via la formule (2.10).

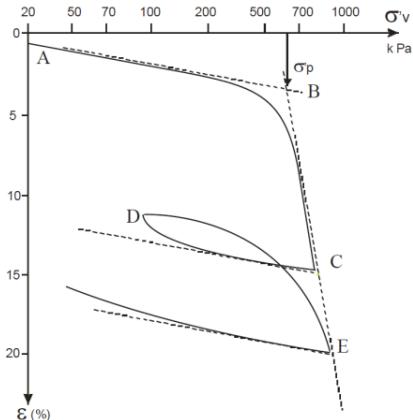
À la fin de l'essai, la courbe de compressibilité peut être déterminée dans le plan  $\varepsilon_v - \ln(\sigma'_v)$  ou dans le plan  $e - \log(\sigma'_v)$  où  $e$  désigne l'indice de vide. La courbe montre un comportement élastique et un comportement plastique avec une transition entre les deux comportements qui correspond à la contrainte de préconsolidation effective  $\sigma'_p$ , comme montré à la Figure 2.13. Cette contrainte correspond à la contrainte maximale que le sol a subi dans le passé. Elle reflète donc l'historique de chargement du sol testé. Cette contrainte particulière permet de déterminer le degré de surconsolidation du sol testé.

Ainsi l'OCR (overconsolidation ratio) correspond au rapport entre la contrainte de préconsolidation et la contrainte appliquée. Si ce rapport vaut 1, alors le sol est dit normalement consolidé tandis que si le rapport est supérieur à 1, le sol est dit surconsolidé ce qui signifie qu'il a été, par le passé, soumis à des

contraintes plus importantes que la contrainte actuelle.



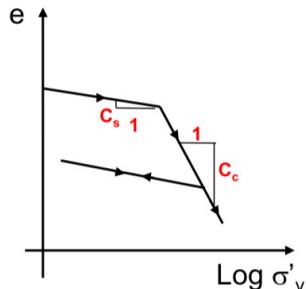
(a) Évolution du tassement et des charges appliquées durant l'essai [Collin.F, 2021]



(b) Évolution des déformations verticales  $\epsilon_v$  en fonction de la contrainte appliquée  $\sigma_v$  [Collin, 2019]

Figure 2.13 – Système masse et bras de levier

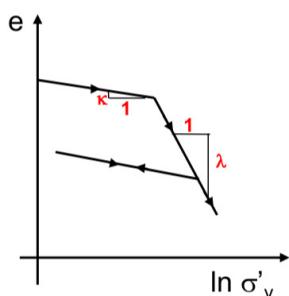
Le comportement élastique peut être caractérisé par différents paramètres tels que  $C_s$ ,  $\kappa$  et  $A$  qui sont des coefficients de gonflement. Le comportement plastique peut également être caractérisé par des paramètres qui sont  $C_c$ ,  $\lambda$  et  $C$ , des coefficients de compression. Ces paramètres sont déterminés sur base de la pente des différentes portions de la courbe de compression comme illustré sur les Figures 2.14, 2.15 et 2.16. Ainsi, ils sont obtenus via les méthodes graphiques et formules suivantes :



$$\Delta e = -C_c \log \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.11)$$

$$\Delta e = -C_s \log \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.12)$$

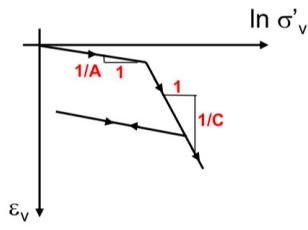
Figure 2.14 – Courbe  $e - \log \sigma'_v$  [François, 2023]



$$\Delta e = -\lambda \ln \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.13)$$

$$\Delta e = -\kappa \ln \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.14)$$

Figure 2.15 – Courbe  $e - \ln \sigma'_v$  [François, 2023]



$$\epsilon_v = \frac{1}{C} \ln \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.15)$$

$$\epsilon_v = \frac{1}{A} \ln \frac{\sigma'_{i+1}}{\sigma'_i} \quad (2.16)$$

Figure 2.16 – Courbe  $\epsilon_v - \ln \sigma'_v$  [François, 2023]

Deux paramètres importants peuvent également être établis. Ces paramètres sont  $E_{oed}$ , le module oedométrique, et  $m_v$ , le coefficient de compressibilité volumique. Ceux-ci sont déterminés via les formules suivantes :

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\epsilon_v} \quad (2.17)$$

$$m_v = \frac{1}{E_{oed}} = \frac{\epsilon_v}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.18)$$

Ces deux paramètres dépendent du niveau de contrainte et ne sont donc pas constants au cours de l'essai.

### 2.3.3 Pression de gonflement

La pression de gonflement  $\sigma'_g$  peut être déterminée pour les échantillons ayant subi un gonflement. Cette pression est définie comme étant la contrainte qu'il faut appliquer à l'échantillon pour revenir aux conditions initiales de l'échantillon, soit pour revenir à l'indice de vide initial  $e_0$ . Elle représente donc également la contrainte qu'il faut appliquer à l'échantillon pour que celui-ci ne subisse aucun gonflement.

## 2.4 Argile de Boom

### 2.4.1 Situation, géologie et stratigraphie

L'argile de Boom s'est formée au cours du Paléogène, plus précisément durant l'Oligocène, et appartient à l'étage du Rupélien qui s'étend entre 28,4 et 33,9 millions d'années. Le groupe Rupel comprend également trois autres formations qui sont la formation de Bilzen, la formation de Voort et enfin, la formation d'Eigenbilzen.

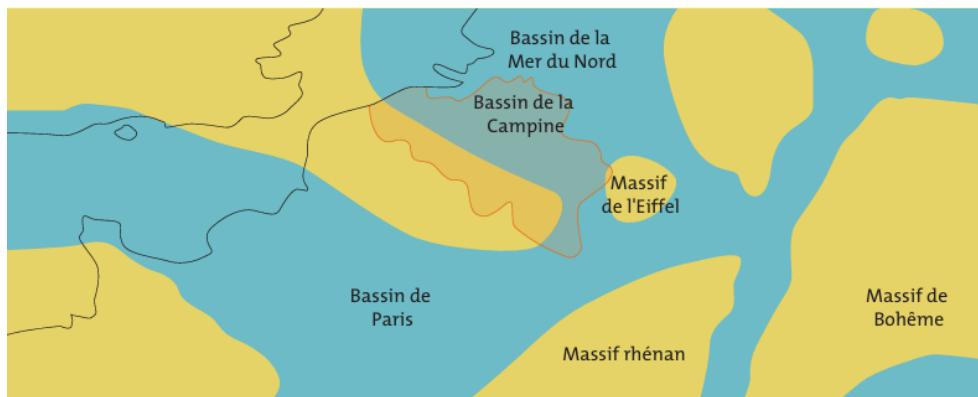


Figure 2.17 – Répartition de terre (jaune) et de mer (bleu) il y a environ 30 millions d'années. La Belgique actuelle était en grande partie immergée [EURIDICE, 2010]

L'argile de Boom se trouve approximativement dans la zone du bassin de la Campine [EURIDICE, 2010], située au Nord de la Belgique. Cette région était en grande partie immergée comme illustré sur la Figure 2.17. C'est dans cet environnement peu profond que des dépôts détritiques marins se sont accumulés, conduisant ainsi à la formation de l'argile de Boom. La couche d'argile en question a ensuite été, elle-même, recouverte pendant des millions d'années par des dépôts d'autres sédiments tels que des sables. C'est pourquoi l'argile de Boom peut atteindre des profondeurs importantes par endroits.

Cette formation géologique affleure dans plusieurs zones, notamment le long de l'Escaut, du Rupel et de la Drume ainsi que le long du Démer à Hasselt [Mango-Itulamya, 2019]. L'étendue de ces zones d'affleurement est due à la discontinuité du mécanisme d'érosion qui altère une partie ou l'ensemble des sédiments qui recouvrent la formation, rendant celle-ci visible. Ainsi, l'épaisseur de la couche d'argile varie entre 30 et 50 m en zones d'affleurement [ONDRAF, 2001].

La profondeur de la base de la formation varie en fonction de la localisation et de la présence de failles comme schématisé sur la Figure 2.18. La base est située à plus de 400 m dans la province d'Anvers tandis qu'elle est située à plus de 1000 m à certains endroits comme dans le Graben de Roermond en raison de l'activité de ses failles [ONDRAF, 2001].

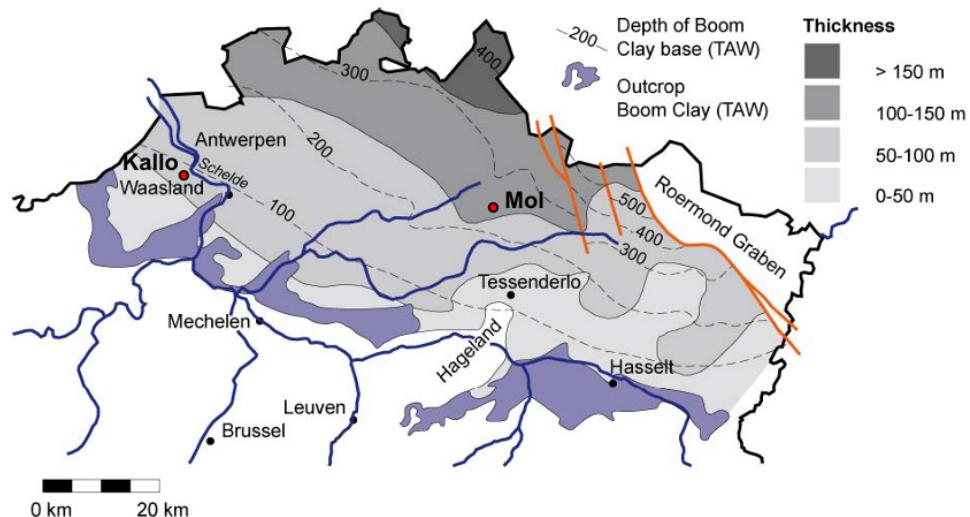
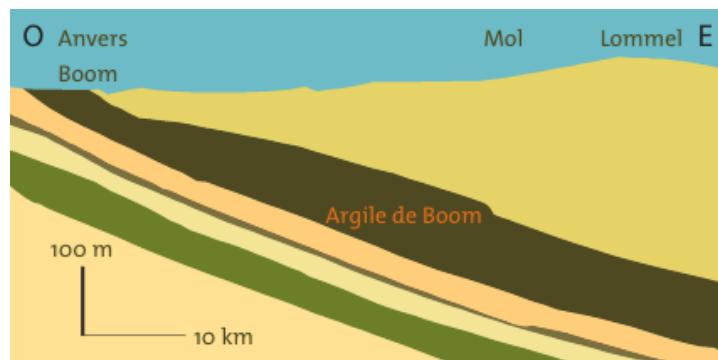
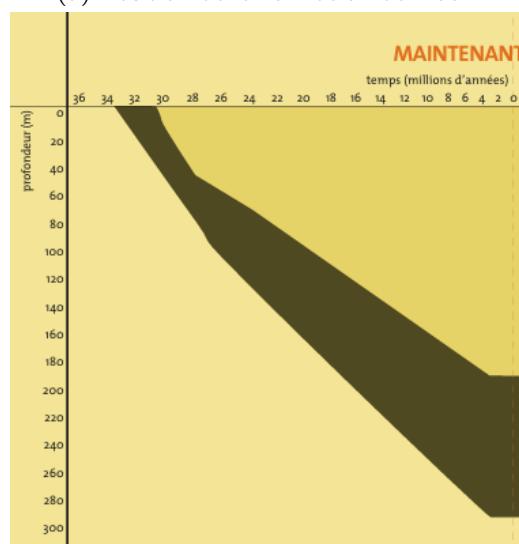


Figure 2.18 – Position et épaisseur de la formation de Boom [Lima, 2011]

L'épaisseur de la couche d'argile avoisine 100 m, avec des variations selon les zones. Dans l'extrême nord de la Belgique, celle-ci est comprise entre 120 et 160 m. À Mol, l'épaisseur est de 100 m puisque la couche est comprise entre 191 et 291 m de profondeur comme le montre la Figure 2.19.



(a) Position de la formation de Boom



(b) Évolution de la profondeur et de l'épaisseur de la couche d'argile de Boom à Mol

Figure 2.19 – Position et profondeur de la couche d'argile de Boom [EURIDICE, 2010]

La formation de Boom présente un pendage relativement faible de 1 à 2% dans la direction nord-est. Elle présente également une augmentation de son épaisseur dans cette direction [ONDRAF, 2001].

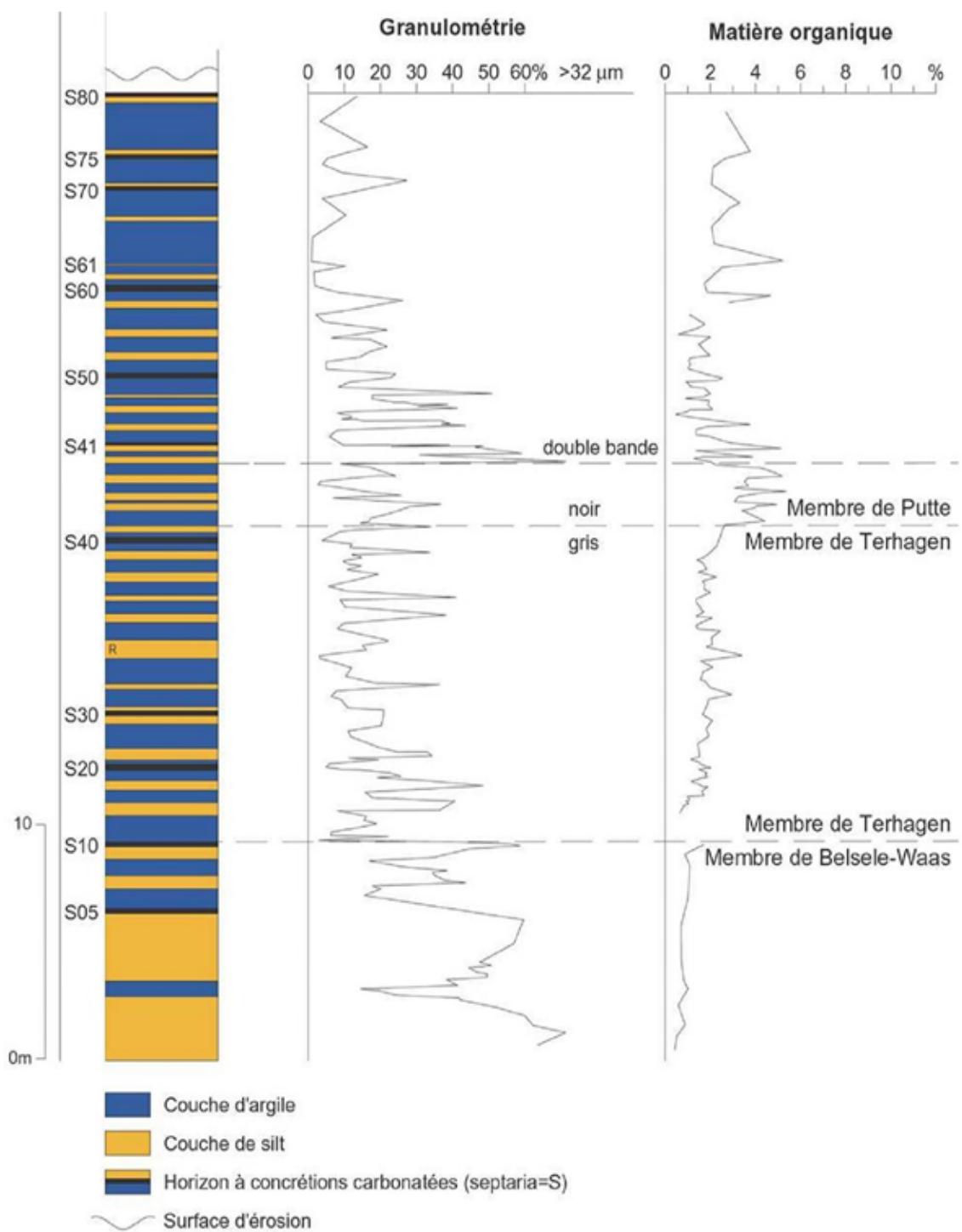


Figure 2.20 – Litho-stratigraphie de l'argile de Boom et variation de lithologie [ONDRAF, 2001]

La subdivision lithostratigraphique de l'Argile de Boom se compose de quatre membres : le Membre de Belsele-Waas, le Membre de Terhagen, le Membre de Putte et enfin, le Membre de Boeretang. Ces membres se caractérisent par une alternance de couches d'argiles silteuses et de couches plus argileuses [Dao, 2015] et [Mango-Itulamya, 2019]. Ces variations cycliques de granulométrie résultent des fluctua-

tions de l'action des vagues sur la zone où les sédiments se déposent, ainsi que des modifications des teneurs en carbonates et en matière organique [ONDRAF, 2001]. Une série d'outils et notamment des mesures de résistivité électrique ont servi à mettre en évidence ces alternances lithologiques et granulométriques [ONDRAF, 2001]. Ainsi, comme montré à la Figure 2.20, le Membre de Besele-Waas se distingue par une granulométrie plus grossière (argile silteuse) et des couches plus épaisses [Mango-Itulamya, 2019]. Le Membre de Terhagen est, quant à lui, moins silteux donc possède une granulométrie moins grossière. Le Membre de Putte est caractérisé par des couches riches en matières organiques et finalement, le Membre de Boeretang est plus riche en silts.

L'un des aspects particuliers de la stratigraphie de l'argile de Boom réside dans la présence d'horizons riches en calcaire, où l'on observe fréquemment des concrétions carbonatées de type septaria. Les couches calcaires dans lesquels se trouvent ces concrétions, se distinguent par une forte abondance et une grande diversité de macro- et microfossiles calcaires, en contraste avec la lithologie environnante.

Les septarias sont des concrétions arrondies, allongées et relativement compactes. Dans l'argile de Boom, elles peuvent mesurer jusqu'à 30 cm de long et 1 m de diamètre [ONDRAF, 2001]. Elles présentent des fissures de dessication dues au retrait de la matière interne. Ces fissures sont appelées "septae". Les septarias se forment dans les couches riches en calcaires suite à des processus diagénétiques. Leur formation est provoquée par la précipitation de carbonates due à une proximité directe avec des organismes en décomposition. En effet, ceci augmente le pH et favorise ainsi la précipitation des minéraux. Les bancs de septarias servent de repères géologiques puisqu'ils permettent de corrélérer stratigraphiquement les différentes argilières et forages profonds. De fait, la présence et la position des septarias sont relativement constantes dans la stratigraphie. De telles concrétions sont notamment retrouvées dans les Membres de Putte et de Terhagen.

## 2.4.2 Minéralogie

La minéralogie relative à l'argile de Boom a été étudiée à travers différentes études. Selon [Romero et al., 1999], ces variations semblent résulter des différences lithologiques et stratigraphiques entre les différentes unités géotechniques identifiées au sein de la formation de l'argile de Boom. Les variations de pourcentage peuvent également s'expliquer par l'utilisation de différentes méthodes de quantification [Dao, 2015].

L'argile de Boom contient ainsi entre 30 et 70% de minéraux argileux avec une moyenne de 55% au vu de l'hétérogénéité lithologique verticale [ONDRAF, 2001]. Selon une analyse de la diffraction aux rayons X (DRX), les minéraux comprennent principalement la smectite, l'illite et la kaolinite, présents en proportions variables. L'étude [ONDRAF, 2001] présente la composition minéralogique argileuse suivante : 50 % d'illite, 30 % de smectite, 10 % de kaolinite et respectivement 5 et 3 % de chlorite et de glauconite. Comme dit précédemment et montré au Tableau 2.1, cette composition minéralogique varie selon l'étude considérée.

Minéraux (%)	EURIDICE (1988)	Bernier et al. (1997)	ONDRAF (2001)	De Craen et al. (2004)	TIMODAZ (2007)
<b>Minéraux argileux</b>	75	60	30-70	30-60	23-59
Illite	23	20-30	50	10-45	
Kaolinite	18	20-30	10	5-20	5-15
Smectite	54	10-20	30	10-30	1-4
Chlorite	4	5-20	5	0-5	
Glauconite			3		
<b>Minéraux non argileux</b>	25				
Quartz		20	20	15-60	23-57
Calcite				1-5	
Pyrite		1-5	1-5	1-5	1-5
Feldspath		5-10	5-10	1-10	6-11
Carbonate		1-5	1-5	1-5	1-5
<b>Matières organiques</b>		1-5	1-3	1-5	1-5

Tableau 2.1 – Minéralogie de l'argile de Boom à travers différentes études (modifié à partir de [Dao, 2015])

Le pourcentage de minéraux non argileux est de 25 % selon [EURIDICE, 1988] comme montré dans le Tableau 2.1. Ces minéraux grossiers sont majoritairement des quartz et des feldspaths. D'autres minéraux non argileux peuvent également apparaître tels que de la pyrite et des carbonates, comme indiqué dans le Tableau 2.1 pour les recherches de [Bernier et al., 1997], [ONDRAF, 2001], [Craen et al., 2004] et [Timodaz, 2007].

L'Argile de Boom présente également une teneur en matière organique qui varie de 1 à 5% selon l'étude. Cette teneur varie aussi fortement en fonction du Membre considéré. En effet, comme discuté dans la section 2.4.1, le Membre de Putte est plus riche en matières organiques que les autres membres.

### 2.4.3 Propriétés physiques - géomécaniques

La plupart des études caractérisent l'argile de Boom comme une argile plastique, raide et avec une conductivité hydraulique très faible. Elle est également décrite comme ayant une certaine capacité de gonflement [Dao, 2015].

La masse volumique des grains solides  $\rho_s$  varient entre 2.65 et 2.7 g/cm<sup>3</sup> selon l'étude considérée. [Belanteur et al., 1997] considère une valeur de 2.67 g/cm<sup>3</sup> tout comme [Lima, 2011] et [Deng et al., 2012]. Dans ce travail, une valeur de 2.665 g/cm<sup>3</sup> est considérée.

Le laboratoire souterrain HADES est situé pour rappel à 225 m de profondeur. La contrainte verticale totale  $\sigma_v$  y est de 4.5 MPa tandis que la pression interstitielle  $u$  est de 2.2 MPa [Bésuelle et al., 2014]. La contrainte verticale effective est dès lors de 2.3 MPa. Dans cette étude, une valeur de contrainte verticale effective in-situ de 2.25 MPa est adoptée. Cette même valeur a été adoptée dans différentes études notamment celle de [Bernier et al., 2007]. La porosité  $n$  de l'Argile de Boom approche les 30 à 40 % selon l'étude menée par [ONDRAF, 2001]. Cet intervalle de valeurs semble bien confirmé par les autres études comme montré au Tableau 2.2. Ces chiffres sont également confirmés par [Lima, 2011] puisque la porosité mesurée sur ses échantillons varie de 35.8 à 38.2 %.

L'indice de vide  $e$  est de 56 à 61.8 % selon [Lima, 2011]. La teneur en eau naturelle  $w_{nat}$  pour des échantillons provenant de 223 m de profondeur, pour cette même étude, varie entre 21 et 25 %.

Propriétés	Unité	Bernier et al.	Bastiaens et al.	Mertens et al.	Belanteur et al.	Dehands- chutter et al.	Delage et al.	Gens et al.	Laloui et al.	Baldi et al.	SCKCEN Timodaz
$\rho_{sat}$	Mg/m <sup>3</sup>										1.9-2.1
$\rho_{dry}$	Mg/m <sup>3</sup>										1.9
$\eta$	%	39	39	36-40		35	40	>30		37.5	33-40
$\rho_s$	Mg/m <sup>3</sup>					2.67					1.9-2.1
$w_{nat}$	%			30-40	19-24		25-30	24-30	>9.5		22-27
$S_r$	%					59-76	70				95-100
$w_L$	%					22-26	25				66.6
$w_P$										70-83	25-28
$k_H$	$10^{-12} \text{m/s}$	2.0-4.0	1				2.5-3.5	2.0-5.0			4
$k_V$	$10^{-12} \text{m/s}$	2.0-4.0	1				2.5-3.5	2.0-5.0			2
$\phi'$	°	18			11		18		19.5		18-35
$c'$	MPa	0.3	0.5-1		0.396						0.6-1.2
$\psi$	°	0-10							23		0.3
$UCS$	MPa	2	2	2	2.2-2.8			2			
$E$	MPa	300	200-400	200-400				200-400	330		300
$\nu$	-	0.125	0.4-0.45	0.4			0.4		0.134		

Tableau 2.2 – Paramètres physiques et géotechniques de l'argile de Boom (d'après [Dao, 2015])

( $\rho_{sat}$  : densité apparente,  $\rho_{dry}$  : densité sèche,  $n$  : porosité,  $\rho_s$  : densité des graines solides,  $w_{nat}$  : teneur en eau naturelle,  $S_r$  : degré de saturation,  $w_L$  : limite de liquidité,  $w_P$  : limite de plasticité,  $k_H$  : conductivité hydraulique horizontale,  $k_V$  : conductivité hydraulique verticale,  $\phi'$  : angle de frottement interne,  $c'$  : cohésion,  $\psi$  : angle de dilatance,  $UCS$  : résistance à la compression simple,  $E$  : module d'Young,  $\nu$  : coefficient de Poisson)

La limite de liquidité  $w_L$  varie entre 59 et 83 % selon les études. Dans ce travail, une valeur de  $w_L = 60\%$  a été considérée.

L'angle de frottement  $\phi$  de l'argile de Boom vaut approximativement  $18^\circ$  [Bernier et al., 2007]. De plus, sa cohésion effective  $c'$  est généralement supérieure à 0.3 MPa.

Le module de Young de l'argile de Boom varie entre 200 et 400 MPa comme indiqué dans le Tableau 2.2 pour toutes les études qui relèvent cette propriété. Pour rappel, l'argile étudiée est un matériau anisotrope. Dès lors, son module de Young dépend de la direction de chargement.

Un paramètre très important dans cette étude est la perméabilité de l'argile et plus particulièrement, la perméabilité verticale. Celle-ci varie de  $2 \text{ à } 4 \times 10^{12} \text{ m/s}$  selon [Bernier et al., 2007] tandis qu'elle varie de  $2.4 \text{ à } 3.1 \times 10^{12} \text{ m/s}$  selon [Lima, 2011].

#### 2.4.3.1 Gonflement

L'argile de Boom a une capacité de gonflement due à la présence de minéraux argileux actifs dans sa minéralogie. La capacité de gonflement est donc dépendante du type et de la proportion de ces minéraux argileux. La capacité de gonflement de l'argile dépend également de la microstructure de celle-ci [Tran, 2014]. En effet, un sol remanié en laboratoire présente une sensibilité au gonflement plus élevée que ce même sol à l'état intact. Ceci s'explique par le changement au niveau de la microstructure qui peut en quelque sorte "détruire" des structures internes qui empêchent/limitent le gonflement. De fait, une argile à l'état intact peut contenir du quartz qui est un minéral non argileux peu sensible au phénomène de gonflement ou encore présenter des ponts carbonatés qui "soudent" les grains d'argile entre eux limitant ainsi le gonflement [Tran, 2014]. Le remaniement casse alors ces liaisons ou disperse ces amas de quartz résultant ainsi en une structure faite de particules d'argile davantage libres de bouger.

#### 2.4.4 Résultats essais oedométriques à travers diverses études

L'étude [Verástegui-Flores et al., 2024] analyse le comportement mécanique de l'argile de Boom normalement consolidée et reconstituée à l'aide d'essais oedométriques, CRS, triaxiaux CU et de cisaillement direct. Le comportement de l'argile reconstituée a ensuite été comparé à celui d'échantillons intacts. Les résultats obtenus permettent une meilleure compréhension de l'effet de la structure naturelle sur la réponse mécanique de l'argile. Cette étude a permis également d'apporter des précisions sur la procédure de réalisation d'échantillons reconstitués initialement développée par Burland. En effet, auparavant, les échantillons reconstitués devaient l'être à une teneur en eau comprise entre 1 et 1.5 fois la limite de liquidité  $w_L$ , préférentiellement 1.25. Cependant, afin d'améliorer la désagrégation de l'argile et l'uniformité du mélange, un facteur de 1.8 a été choisi. Cette étude permet de conclure que le remaniement de l'argile de Boom entraîne une perte de rigidité et une réduction du comportement fragile, ce qui montre que la structure naturelle de l'argile joue un rôle important dans sa résistance mécanique.

De nombreux essais oedométriques ont été réalisés sur des échantillons intacts d'argile de Boom. Parmi ceux-ci, on retrouve notamment les travaux de Dao [Dao, 2015]. Dans le cadre de cette thèse, des essais oedométriques à haute pression ont été réalisés afin d'étudier l'anisotropie de la compressibilité de l'argile. Pour ce faire, trois types d'échantillons ont été testés. Ces échantillons diffèrent par l'inclinaison entre la direction de chargement et le plan de litage comme montré sur la Figure 2.21. La conductivité hydraulique en fonction de l'orientation de l'échantillon a ainsi pu être étudiée également. La conclusion est la suivante :  $k_{vert} < k_{incl} < k_{hor}$ . Les perméabilités obtenues lors des essais via la méthode de Casagrande sont de  $10^{-11}$  et  $2 \times 10^{-12}$  pour respectivement  $k_{hor}$  et  $k_{vert}$ . Ces valeurs sont relativement proches de celles mesurées in-situ ( $k_{hor} = 5 \times 10^{-11}$  et  $k_{vert} = 2.3 \times 10^{-12}$ ). Les échantillons testés sont intacts et

proviennent du laboratoire de recherche HADES. Ils ont été prélevés à 223 m de profondeur et possèdent une contrainte in situ qui est de 2.4 MPa. La microstructure de l'argile a également été étudiée à l'aide de deux essais qui sont la porosimétrie au mercure (MIP) ainsi que la microscopie électronique à balayage (MEB). De plus, de nombreux essais de gonflement ont été réalisés. Ces essais permettent de déterminer la pression de gonflement. Cette pression correspond à la contrainte exercée par l'argile lorsqu'elle gonfle (après avoir été compressée) pour retrouver son volume initial (ou son volume de vide initial).

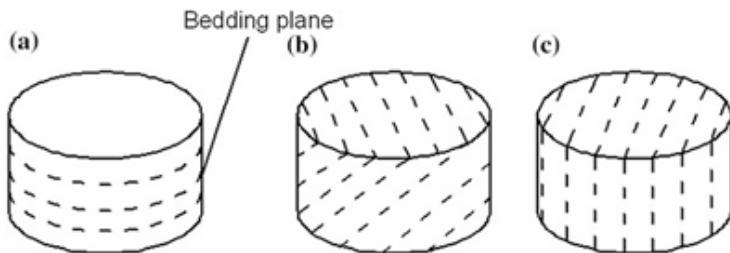


Figure 2.21 – Trois types d'échantillons : a) vertical ( $\alpha = 0$ ), b) incliné ( $\alpha = 45$ ), c) horizontal ( $\alpha = 90$ ) avec  $\alpha$  qui est l'angle entre l'axe de l'échantillon et l'axe perpendiculaire au plan de litage [Dao, 2015]

Des essais oedométriques à haute pression ont également été réalisés dans le cadre de la thèse de Awarkeh [Awarkeh, 2023]. Cette étude vise à étudier le comportement à long terme de l'argile. En d'autres termes, ces travaux se concentrent sur le fluage de l'argile de Boom via différents tests tels que des essais oedométriques mais aussi des essais à taux de déformation constant (CRS) et des essais de fluage triaxiaux. Les échantillons proviennent à nouveau du laboratoire HADES donc à une profondeur de 225 m et sont testés en conditions intactes. Les mécanismes microstructuraux liés au fluage ont également été étudiés via des essais de porosimétrie au mercure (MIP).

L'étude [Nguyen, 2013] cherche à comprendre le comportement chimico-hydro-mécanique de l'argile de Boom. Le comportement volumique a été analysé sur des échantillons intacts et reconstitués, sous différentes conditions de chargement notamment via des essais oedométriques. Les résultats montrent que ce comportement est régi par une compétition entre les effets mécaniques et physico-chimiques, avec l'apparition d'une contrainte seuil liée au gonflement et aux changements de structure. La perméabilité de l'argile de Boom a également été mesurée et mise en relation avec la profondeur de l'échantillon. Ce lien souligne l'importance des macropores dans le transfert des fluides et donc l'importance de l'étude de la structure. Le gonflement a, à nouveau, été étudié à travers cette étude.

[Bésuelle et al., 2014] est également une étude qui porte sur le comportement hydromécanique de l'argile de Boom. Pour ce faire, des essais de compression isotrope et des essais triaxiaux ont été réalisés. La contrainte de préconsolidation déterminée à partir de l'essai de compression isotrope est de 5 MPa, ce qui confirme les résultats des essais oedométriques des études antérieures. Une conclusion importante est que la perméabilité de l'argile de Boom dépend fortement de la contrainte effective moyenne. En effet, celle-ci diminue d'environ deux ordres de grandeur lorsque la pression moyenne passe de 1 à 32 MPa. Des observations sur la phase de gonflement de l'argile ont pu également être réalisées sur les essais triaxiaux.

## 2.4.5 Eau synthétique

Les carottes provenant de HADES voient leur teneur en eau diminuer pendant le transport et le stockage. Il est donc nécessaire de les re-saturer avec une eau possédant une composition chimique similaire à celle de l'eau interstitielle, c'est-à-dire l'eau présente dans les pores de l'argile à l'état naturel in-situ. De plus, pour préparer les échantillons reconstitués, il est intéressant d'utiliser une eau ayant également une composition relativement proche de l'eau interstitielle. En effet, la composition de l'eau joue un rôle dans la structure de l'argile et notamment sur les forces interparticulaires.

De nombreuses études portant sur la géochimie ont été réalisées dans le cadre des recherches sur l'Argile de Boom. Une étude bibliographique menée par [Craen et al., 2004] a porté sur la composition chimique de l'eau interstitielle de l'Argile de Boom, ainsi que sur ses variations spatiales.

Malgré l'origine marine de l'Argile de Boom, sa solution interstitielle présente une composition chimique majoritairement dominée par le bicarbonate de sodium ([Bernier et al., 1997]; [Lima, 2011]) et non par le chlorure de sodium. Cette composition est équivalente à une solution de  $\text{NaHCO}_3$  d'une concentration de 1,25 g/L [Henrion et al., 1985].

Des études montrent que la composition chimique de l'eau interstitielle de l'Argile de Boom à Mol a connu quelques changements au cours des 30 derniers millions d'années, en lien avec des épisodes d'infiltration d'eaux marines ou douces. Toutefois, ces changements n'ont pas significativement affecté la minéralogie de l'argile selon [Honty & Craen, 2009].

Le pH de l'eau interstitielle varie naturellement entre 8 et 9, et peut être influencé par les conditions de stockage (durée et méthode) des échantillons.

Par ailleurs, une étude menée à l'aide de 12 piézomètres sur le site de Mol a révélé que la composition chimique verticale (en profondeur) de cette argile est assez homogène. Autrement dit, la variabilité verticale de l'Argile de Boom est négligeable.

Selon [Craen et al., 2004], la variabilité latérale dans la direction Nord-Ouest – Sud-Est de la géochimie de l'Argile de Boom est accompagnée par un changement dans la composition de l'eau interstitielle. En effet, la solution interstitielle majoritairement composée de  $\text{NaHCO}_3$  à Mol, se trouve également être riche en  $\text{NaCl}$  à Essen. La solution est donc beaucoup plus saline à Essen qu'à Mol.

# Chapitre 3

## Partie expérimentale

### 3.1 Essais oedométriques

#### 3.1.1 Objectif

L'objectif de ces essais est d'étudier la compressibilité de l'argile de Boom à l'état intact et reconstitué. Trois types d'échantillons intacts seront utilisés : *surface*, 223 m et 350 m de profondeur. Ces échantillons seront chargés perpendiculairement au plan de litage. Les échantillons reconstitués seront réalisés suivant trois méthodes : à sec, avec  $w \in [1; 1.1] \times w_L$  et avec  $w \in [0.4; 0.65] \times w_L$ .

#### 3.1.2 Matériels

Deux types d'oedomètres sont utilisés, un oedomètre basse pression (BP) et un oedomètre haute pression (HP). Ces appareils se différencient par la contrainte maximale qu'ils peuvent appliquer sur l'échantillon mais également par les dimensions des échantillons testés. En effet, l'essai basse pression permet d'atteindre une contrainte effective de 1.6 MPa tandis que l'essai haute pression permet d'atteindre une contrainte effective de 32 MPa. Les anneaux oedométriques possèdent une hauteur de 20 mm pour les deux types d'essais tandis qu'ils se différencient par leur diamètre. Pour l'essai basse pression, ce dernier est de 50 mm tandis qu'il est de 35 mm pour l'essai haute pression.

Les Figures 3.1 et 3.2 montrent des images annotées des deux types d'essai oedométrique, mettant en évidence leurs principaux composants.

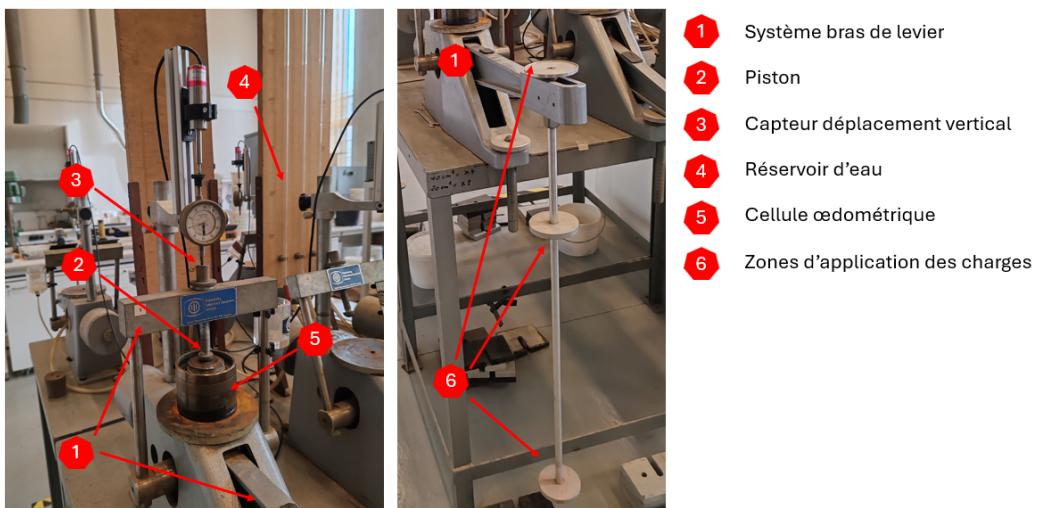


Figure 3.1 – Essai à basse pression/capacité



Figure 3.2 – Essai haute pression/capacité

L'oedomètre haute pression 3.2 est automatisé et équipé d'une cellule de charge de 15 kN. Le plateau de chargement se déplace verticalement afin d'appliquer la contrainte voulue lors du chargement ou déchargement. Ce plateau mobile est protégé par un étui noir qui empêche la pénétration de poussières ou de liquides. Le capteur de force mesure précisément la force appliquée sur l'échantillon tandis que le capteur de déplacement enregistre le tassement vertical. Les tiges filetées guident le plateau mobile et assurent la stabilité pendant l'application de la charge. Enfin, le panneau de contrôle permet de lire la contrainte appliquée ainsi que le déplacement mesurés en direct.

L'oedomètre basse pression fonctionne comme un oedomètre classique avec application de la charge par un système de bras de levier, comme décrit à la section 2.3.2.

L'oedomètre haute pression est utilisé pour les échantillons intacts. En effet, les contraintes in-situ étant supérieures à 1.6 MPa, les contraintes de préconsolidation le sont également. L'oedomètre basse pression permettrait donc uniquement de représenter la partie élastique de la courbe oedométrique. C'est pourquoi l'oedomètre haute pression semble mieux adapté pour ce type d'échantillon. Les oedomètres basse pression, quant à eux, ont été utilisés pour les échantillons reconstitués ainsi que pour deux échantillons intacts de surface.

### 3.1.3 Préparation de l'eau synthétique

Comme évoqué dans la section 2.4.5, l'eau utilisée lors des essais peut jouer un rôle important sur les réactions chimiques au sein de l'argile. C'est pourquoi il est important que celle-ci ait une composition proche de celle interstitielle. D'après [Henrion et al., 1985], la composition de cette eau est équivalente à une solution possédant une concentration de 1.25 g/L de  $NaHCO_3$ . C'est donc cette composition qui a été recréée au laboratoire pour cette étude.

Pour s'assurer de l'homogénéité de la solution et de la dissolution du bicarbonate de sodium dans l'eau distillée, un agitateur magnétique a été utilisé. Cet appareil utilise un aimant placé dans la solution à mélanger. Ce barreau aimanté tourne grâce à un champ magnétique rotatif généré par un moteur sous la plaque, ce qui brasse la solution. Ce dispositif est illustré à la Figure 3.3.



Figure 3.3 – Préparation eau synthétique : agitateur magnétique

### 3.1.4 Essai basse pression - Préparation des échantillons

Trois méthodes de préparation des échantillons ont été suivies. En effet, la préparation classique d'échantillon reconstitué consiste à préparer l'échantillon avec une teneur en eau située entre 1 et 1.5 fois la limite liquide  $w_L$ . Une première tentative a été essayée avec  $w = 1.5 \times w_L$  ce qui correspond à une teneur en eau de 90 % puisque  $w_L = 60\%$ . La préparation était bien trop liquide pour être placée dans un anneau oedométrique. C'est pourquoi des teneurs en eau plus faibles ont été considérées. En effet, deux échantillons de type "boue" ont été préparés avec des teneurs en eau de respectivement 1 et 1.1 fois la limite liquide  $w_L$ .

Une seconde méthode de préparation a également été pensée afin de couvrir une gamme plus large de densité. Cette méthode consiste à placer de l'argile sèche, sous forme de poudre, directement dans la cellule oedométrique montée et ensuite de saturer cet échantillon lors du premier palier de l'essai.

Une troisième méthode a également été appliquée. Cette méthode permet de réaliser des échantillons avec des teneurs en eau inférieures à  $w_L$ . Elle permet donc de s'approcher de la densité naturelle de l'argile de Boom à 223 m notamment.

#### 3.1.4.1 Échantillons préparés à sec

Comme expliqué précédemment, ce type de préparation consiste à placer une quantité connue d'argile sèche  $M_S$  directement dans l'anneau oedométrique préalablement placé dans la cellule. Cette méthode ne nécessite pas de moule, la cellule et l'anneau jouant ce rôle.

L'anneau est donc placé, vide, dans la cellule puis celle-ci est fermée inférieurement comme montré à la Figure 3.4a. Pour ce faire, le papier filtre et la pierre poreuse inférieurs sont placés puis le bas de la cellule est fermé à l'aide du socle. Les différentes pièces formant la cellule oedométrique sont visibles à la Figure 3.4b.



(a) Argile sèche dans la cellule (avant mise en place de la pierre poreuse supérieure)



(b) Pièces d'une cellule basse pression, filtres et pierres poreuses

Figure 3.4 – Préparation échantillons

Les anneaux ont une hauteur et un diamètre théoriques de 20 et 50 mm mais ces dimensions peuvent varier dû à l'usure qu'ils subissent au fil des essais. C'est pourquoi les dimensions de l'anneau sont mesurées avant chaque nouvel essai afin de connaître le volume exact de celui-ci. Connaissant la masse sèche  $M_S$  et le volume total  $V_t$ , la densité peut être déterminée via la formule suivante :

$$\rho_d = \frac{M_S}{V_t} \quad (3.1)$$

La densité des grains solides étant également connue et valant pour rappel  $\rho_s = 2.665 \text{ g/cm}^3$ , l'indice de vide initial  $e_0$  peut être déterminé :

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (3.2)$$

Le Tableau 3.1 reprend les paramètres initiaux des 6 échantillons préparés à sec.

Nom de l'échantillon	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]
SEC - $\rho_d = 0.855$	0.855	2.117
SEC - $\rho_d = 0.967$	0.967	1.755
SEC - $\rho_d = 0.983$	0.983	1.712
SEC - $\rho_d = 1.133$	1.133	1.351
SEC - $\rho_d = 1.265$	1.265	1.106
SEC - $\rho_d = 1.504$	1.504	0.772

Tableau 3.1 – Propriétés initiales des échantillons de type "sec"

L'échantillon le plus lâche, soit l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.859$ " a été réalisé en appliquant le moins de contrainte possible. L'argile sèche a simplement été placée dans l'anneau et arasée afin d'atteindre parfaitement la hauteur de l'anneau.

L'échantillon le plus dense, soit l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 1.5$ " a été réalisé à l'aide d'une presse hydraulique afin d'obtenir une densité la plus élevée possible. A nouveau, l'anneau était placé préalablement dans la cellule fermée inférieurement. Le compactage avec la presse a donc eu lieu directement dans celle-ci.

Les échantillons de densité intermédiaire ont été réalisés en appliquant une pression manuellement à l'aide d'un pousoir en bois. Différentes intensités ont été appliquées afin d'obtenir des densités différentes.

Dans le but que l'échantillon soit le plus homogène possible, l'argile sèche a été placée par fines couches en veillant à appliquer la même pression aux différentes couches.

### 3.1.4.2 Échantillons reconstitués sous forme de "boue"

Les échantillons ont été préparés pour atteindre une teneur en eau de 1 et 1.1 fois la limite liquide  $w_L$ . Pour ce faire, l'argile sèche, sous forme de poudre, a été mélangée à la quantité souhaitée d'eau synthétique. Le mélange étant relativement liquide, il est rapidement apparu comme homogène et a pu dès lors être placé dans l'anneau oedométrique.

Cet anneau est soit placé préalablement dans la cellule, soit "fermé" inférieurement à l'aide du papier filtre et d'un plateau comme montré à la Figure 3.5. Si la seconde option est choisie, l'anneau rempli sera retourné à l'aide d'un pousoir en bois et placé dans la cellule.



Figure 3.5 – Préparation des échantillons de type "boue"

Une quantité du mélange restant a pu être prélevée afin de déterminer la teneur en eau  $w$  exacte de l'échantillon. Connaissant la masse humide  $M_h$  de l'échantillon, correspondant à la masse de particules solides et d'eau, la masse sèche  $M_s$  peut être déterminée via la teneur en eau  $w$  comme le montre la formule 3.3.

$$M_s = \frac{M_h}{w + 1} \quad (3.3)$$

L'anneau oedométrique a également été préalablement mesuré de telle sorte que le volume de l'échantillon  $V_t$  est connu. À nouveau, en utilisant les formules 3.1 et 3.2 la densité sèche  $\rho_d$  et l'indice de vide initial  $e_0$  peuvent être établis. De plus, le degré de saturation peut être évalué via la formule suivante :

$$S_r = \frac{M_h - M_s}{V_t - \frac{M_s}{\rho_s}} \quad (3.4)$$

Ainsi, les propriétés initiales des échantillons de type "BOUE" sont reprises au Tableau 3.2.

Nom de l'échantillon	W [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$S_r$ [%]
BOUE - 1.1 × $w_L$	67.5	0.883	2.019	89.1
BOUE - 1 × $w_L$	62.2	0.982	1.714	96.7

Tableau 3.2 – Propriétés initiales des échantillons de type "boue"

### 3.1.4.3 Échantillons reconstitués à une teneur en eau $w$ inférieure à $w_L$

Des échantillons ont également été réalisés avec des teneurs en eau plus faibles que la limite liquide  $w_L$ . Les teneurs en eau souhaitées ont été prises à 24% et 37.5 %.

Une teneur en eau de 24% correspond à la teneur en eau des échantillons intacts prélevés à 223 m et donc saturé. Cette teneur en eau, à l'état saturé, va permettre d'atteindre la densité sèche "naturelle" et l'indice de vide "naturel" de l'argile de Boom, soit les propriétés d'un échantillon intact. La densité sèche de l'argile intacte est de 1.6 g/cm<sup>3</sup> tandis que l'indice de vide est de 0.64.

Une teneur en eau de 37.5%, à l'état saturé également, va permettre d'obtenir un indice de vides initial  $e_0$  de 1.

En effet, en imposant l'indice de vides  $e$  et en connaissant le volume total  $V_t$  de l'échantillon, le volume de solide  $V_s$  peut être déterminé comme l'indique l'équation 3.5.

$$V_s = \frac{V_t}{e + 1} \quad (3.5)$$

$$V_w = V_t \times \left(1 - \frac{1}{e + 1}\right) \quad (3.6)$$

L'échantillon étant souhaité saturé, le volume des vides  $V_{vides}$  vaut le volume d'eau  $V_w$  de telle sorte que  $V_t = V_w + V_s$ . À nouveau, en utilisant l'équation 3.6, le volume d'eau  $V_w$  est obtenu. Connaissant la masse volumique de l'eau, la masse d'eau  $M_w$  ainsi que la teneur en eau  $W$  peuvent être obtenues. Finalement, la masse totale  $M_t$  de l'échantillon peut être déterminée via la formule suivante :

$$M_t = V_s \times \rho_s + V_w \times \rho_w \quad (3.7)$$

Ainsi, pour obtenir l'indice de vide souhaité, il est possible de déterminer la teneur en eau à atteindre pour un volume donné en considérant celui-ci comme saturé.

L'échantillon a été réalisé en mélangeant l'argile sèche et l'eau synthétique en suivant les proportions nécessaires à l'obtention de la teneur en eau souhaitée. Le mélange a été homogénéisé manuellement à l'aide d'une spatule métallique. Il a ensuite été placé dans un seau en plastique puis retourné pendant 24 heures pour garantir son homogénéité.



(a) Moule



(b) Presse hydraulique



(c) Presse manuelle

Figure 3.6 – Préparation échantillons avec  $w < w_L$

La préparation a ensuite été placée dans un moule de volume connu comme montré sur la Figure 3.6a. Le piston du moule a ensuite pu être abaissé à l'aide d'une presse hydraulique comme visible sur la Figure 3.6b.

Le moule a été configuré de telle sorte que celui-ci possède des dimensions plus importantes, aussi bien en termes de hauteur qu'en termes de diamètre, que celles du volume libre de l'anneau oedométrique. L'anneau a ensuite été enfoncé dans l'échantillon sortant du moule à l'aide d'une presse manuelle, comme illustré à la Figure 3.6c.

Les copeaux résultant de ce procédé ainsi que le reste du mélange sol-eau sont ensuite pesés puis placés à l'étuve afin de déterminer la teneur en eau de l'échantillon. Les paramètres  $\rho_d$  et  $e_0$  sont alors déterminés via les formules 3.3, 3.1 et 3.2.

Nom de l'échantillon	W [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	Sr [%]
REC - $\rho_d = 1.271$	38.5	1.271	1.097	93.6
REC - $\rho_d = 1.461$	26.2	1.461	0.824	84.8
REC - $\rho_d = 1.564$	25.5	1.564	0.704	96.6

Tableau 3.3 – Propriétés initiales des échantillons reconstitués avec  $W < W_L$

Comme l'indique le Tableau 3.3, les teneurs en eau mesurées pour les différents échantillons sont légèrement supérieures à celles souhaitées. Pour rappel, la teneur en eau attendue des échantillons "REC -  $\rho_d = 1.461$ " et "REC -  $\rho_d = 1.564$ " était de 24% tandis qu'elle était attendue à 37% pour le troisième échantillon. Cependant, l'indice de vides  $e_0$  obtenu pour ce dernier est très proche de 1 comme souhaité. De même, la densité sèche obtenue pour l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " est très proche de 1.6 g/cm<sup>3</sup>, qui est la densité sèche de l'argile de Boom à l'état naturel. Ainsi, cet échantillon possède des propriétés relativement proches de celles à l'état naturel.

### 3.1.4.4 Échantillons intacts de surface

Deux échantillons d'argile de Boom à l'état intact ont également été testés grâce à l'essai basse pression. Ces échantillons sont obtenus à partir de blocs récoltés en surface.



Les blocs de surface proviennent de la zone d'affleurement située dans la carrière de Rumst. Un de ces blocs est visible à la Figure 3.7.

Une fois récoltés, ces blocs sont ensuite amenés au laboratoire et stockés dans une chambre à 60% d'humidité afin de s'approcher des conditions in-situ.

Figure 3.7 – Bloc de surface prélevé à Rumst

La première étape primordiale sert à déterminer le plan de litage. En effet, il est important de le connaître puisque les essais qui seront réalisés se feront perpendiculairement à ce plan. Bien que ce plan soit parfois visible à l'œil nu, il est aisément confirmé en plaçant un échantillon d'argile à l'étuve (105°C). En effet, en séchant, des fissures suivant le plan de litage vont apparaître comme visible à la Figure 3.8.



Figure 3.8 – Détermination du plan de litage

Une fois le plan de litage connu, des échantillons cylindriques, ayant un diamètre de 60 mm, sont ensuite prélevés des blocs à l'aide d'une couronne de forage de la dimension souhaitée. Un fin jet d'eau est projeté durant cette étape afin de lubrifier la couronne et ainsi éviter d'endommager les échantillons. Les échantillons sont ensuite essorés à l'aide d'un papier absorbant sec afin de retirer le filet d'eau résiduel avant d'être mis sous-vide en attendant d'être testés.

Le restant du bloc est utilisé pour des essais de teneur en eau ainsi que pour des essais de pesée d'Archimète afin d'en déduire la saturation du bloc.

Comme pour les échantillons reconstitués avec  $w < w_L$ , l'anneau oedométrique a ensuite été enfoncé dans l'échantillon à l'aide d'une presse manuelle, comme illustré à la Figure 3.6c.

Les copeaux produits lors de cette étape sont récoltés puis placés à l'étuve afin de déterminer la teneur en eau de l'échantillon. Les paramètres  $\rho_d$  et  $e_0$  sont, à nouveau, déterminés via les relations 3.1 et 3.2. Ainsi toutes les propriétés initiales des échantillons intacts de surface peuvent être déterminées. Elles sont reprises au Tableau 3.4.

Nom de l'échantillon	W [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	Sr [%]
INTACT - SURFACE - BP-1	27.04	1.577	0.690	100
INTACT - SURFACE - BP-2	25.5	1.592	0.674	100

Tableau 3.4 – Propriétés initiales des échantillons intacts de surface

### 3.1.4.5 Montage de la cellule

L'anneau oedométrique, une fois rempli d'argile, est placé dans la cellule oedométrique. Ensuite, le papier filtre ainsi que la pierre poreuse inférieurs sont placés. Le bas de la cellule est fermé à l'aide du socle. Le papier filtre supérieur est alors placé sur l'échantillon, suivi de la plus petite pierre poreuse. Enfin, la tête peut être placée sur cette pierre. Les différentes parties composant la cellule sont visibles à la Figure 3.4b.

Il est intéressant de mentionner que les pierres poreuses sont placées sèches pour les échantillons reconstitués à sec. En effet, l'argile sèche étant connue comme étant gonflante, la norme [AFNOR, 1997] recommande d'utiliser des disques drainants secs.

Les pierres poreuses sont utilisées saturées pour les autres types d'échantillons puisque ceux-ci peuvent être considérés comme non-gonflants. L'éventuel surplus d'eau que peut présenter les pierres lors de leur saturation, est éliminé avant le placement dans la cellule.

## 3.1.5 Essai haute pression - Préparation des échantillons

Comme évoqué précédemment, trois types d'échantillons intacts ont été testés via l'essai haute pression. Ceux-ci proviennent de la surface, de 223 m et de 350 m de profondeur.

### 3.1.5.1 Échantillons intact de surface

La préparation des échantillons provenant de blocs de surface intacts est la même pour les essais haute et basse pression. Les étapes de préparation suivies sont donc les mêmes que celles présentées à la section 3.1.4.4. La seule différence réside dans les dimensions des échantillons cylindriques obtenus via forage. Ceux-ci possèdent un diamètre de 40 mm et pas 60 mm comme c'est le cas pour les essais basse pression.

### 3.1.5.2 Échantillon intact à 223 m de profondeur

Les carottes provenant de HADES arrivent emballées dans de l'aluminium et placées sous-vide comme montré à la Figure 3.9. La référence de la carotte utilisée est donnée au Tableau 3.5.



Figure 3.9 – Carotte provenant de HADES

Elles sont ensuite recoupées en carottes de plus petites longueurs à l'aide d'une scie circulaire comme schématisé sur la Figure 3.11b. Un fin jet d'eau est projeté sur la lame. Comme expliqué précédemment, cela permet de lubrifier cette dernière et ainsi éviter d'endommager les carottes.

Le plan de litage est, à nouveau, déterminé en plaçant un morceau d'argile à l'étuve à 105°C. Comme pour les échantillons de surface, des échantillons cylindriques sont prélevés des plus petites carottes à l'aide d'une couronne de forage du diamètre souhaité comme visible à la Figure 3.10. Ces échantillons sont prélevés dans la direction radiale des carottes comme illustré à la Figure 3.11c. Ainsi, le prélèvement des échantillons se fait bien perpendiculairement au plan de litage. À nouveau, un fin jet d'eau est projeté lors de cette étape.

Les échantillons cylindriques obtenus ont une hauteur correspondant, environ, au diamètre de la carotte initiale. Il est dès lors possible d'obtenir 2 à 3 échantillons d'environ 30 mm de hauteur tel qu'illustré à la Figure 3.11d. Ces échantillons sont découpés, encore une fois, grâce à la scie circulaire et le jet d'eau. Ils sont ensuite légèrement essorés afin de retirer le filet d'eau restant en surface puis placés, à nouveau, sous-vide en attendant d'être utilisés pour les essais.



Figure 3.10 – Forage des échantillons cylindriques

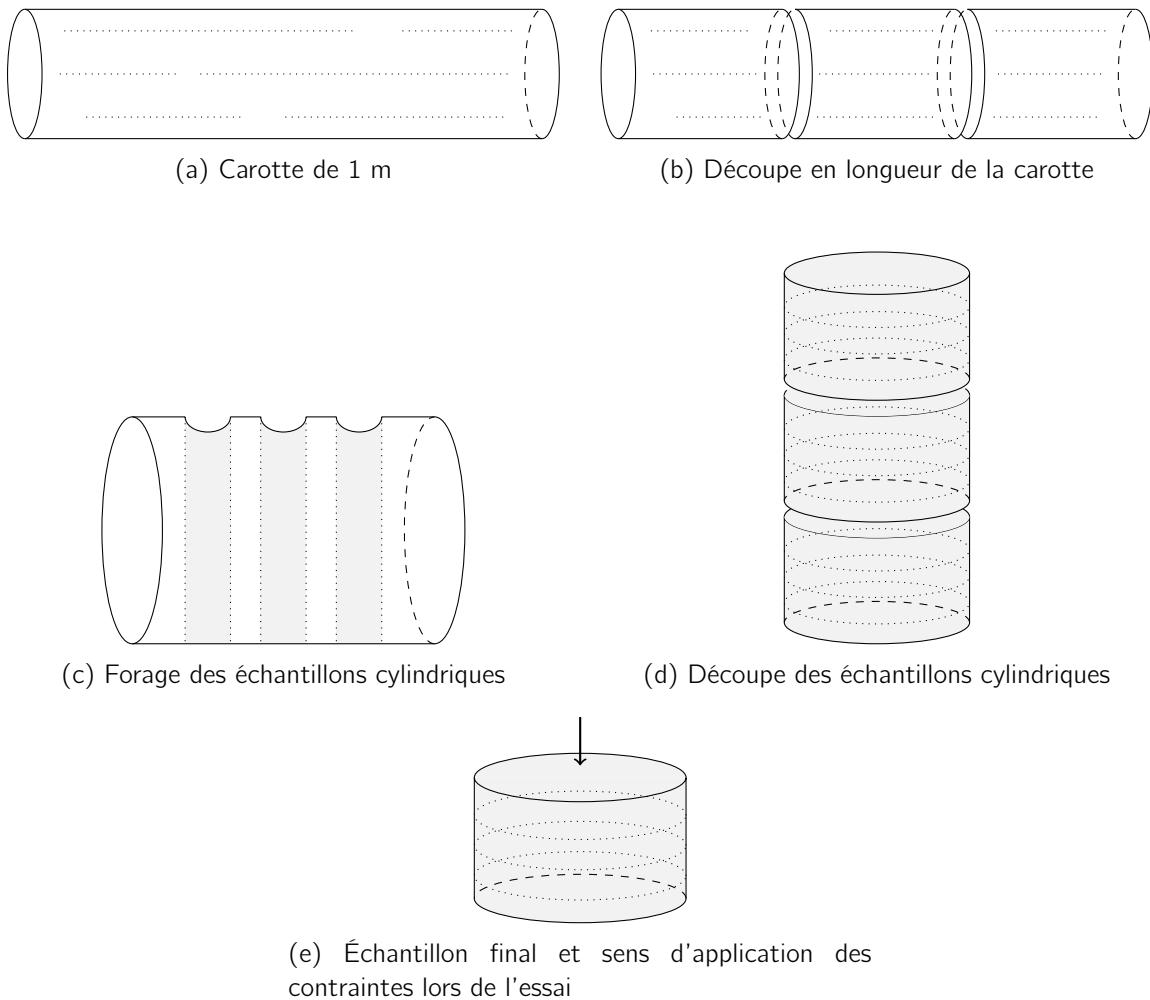


Figure 3.11 – Découpe de la carotte pour obtenir les échantillons à 223 m

Les restes de la carotte sont récupérés afin d'obtenir l'argile sèche utilisée pour les échantillons reconstitués. Pour ce faire, les résidus de la carotte sont réduits en petits morceaux manuellement afin de faciliter l'évaporation de l'eau. Les morceaux sont ensuite placés à l'étuve basse température ( $60^{\circ}\text{C}$ ). Cette étuve est utilisée, et non celle haute température, afin d'éviter une modification de la microstructure de l'argile. Les morceaux d'argile, une fois séchés, sont réduits en fines particules à l'aide d'une broyeuse.

### 3.1.5.3 Échantillons intacts à 350 m de profondeur

La carotte prélevée à 350 m par le laboratoire HADES date de 2015. À cette époque, leur technique de conservation des carottes n'était pas tout à fait la même qu'actuellement. En effet, la carotte est placée dans un tube en PVC qui est fermé aux extrémités par des bouchons de cire comme montré à la Figure 3.12.



Figure 3.12 – Carotte de 350 m

Le plan de litage est à nouveau déterminé et celui-ci est perpendiculaire à l'axe de la carotte. Les étapes en vue de l'obtention des échantillons sont les mêmes que pour ceux situés à 223 m de profondeur. Seul le sens de forage des échantillons cylindriques varie. La Figure 3.13 reprend les différentes étapes.

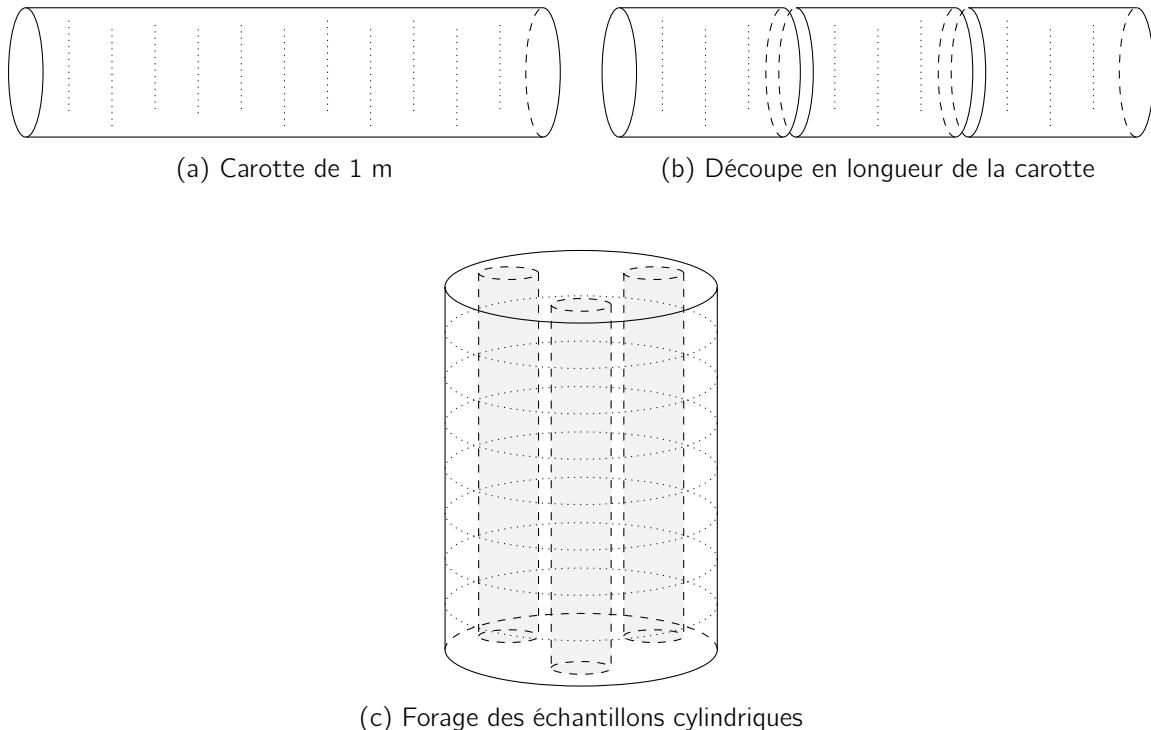


Figure 3.13 – Découpe de la carotte pour obtenir les échantillons à 350 m

#### 3.1.5.4 Montage de la cellule

Les échantillons ainsi obtenus ont un diamètre de 40 mm et une hauteur supérieure à 20 mm. L'anneau oedométrique, quant à lui, possède un diamètre de 35 mm et une hauteur de 20 mm. Ainsi, à l'aide de la presse manuelle, comme illustré à la Figure 3.6c, l'anneau oedométrique peut être enfoncé dans la carotte jusqu'à ce que l'argile dépasse légèrement de l'anneau. Vient ensuite l'étape de l'arasement, illustrée à la Figure 3.14a. Cette étape consiste à retirer le surplus d'argile de telle sorte que celle-ci remplisse uniquement le volume libre de l'anneau, comme représenté à la Figure 3.14b.



Figure 3.14 – Mise en place des échantillons intacts

Les copeaux, retirés après avoir arasé, sont pesés puis placés à l'étuve afin de déterminer la teneur en eau de l'échantillon et ainsi confirmer celle déterminée sur le reste du bloc ou de la carotte. Cette teneur en eau permet également de déterminer  $\rho_d$  et  $e_0$ .

Ainsi, les propriétés initiales des différents échantillons intacts qui vont être testés via un essai oedométrique à haute pression sont indiquées au Tableau 3.5.

Nom de l'échantillon	Référence de la carotte	W [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$Sr$ [%]
INTACT - SURFACE - HP-1	-	24.9	1.601	0.665	99.8
INTACT - SURFACE - HP-2	-	24.7	1.624	0.641	100
INTACT - 223 m - HP-1	CG78-79W_core34_section34.1	24.3	1.664	0.602	100
INTACT - 350 m - HP-1	ON-MOL2D_Core_55	24.4	1.657	0.608	100
INTACT - 350 m - HP-2	ON-MOL2D_Core_55	22.6	1.672	0.594	100

Tableau 3.5 – Propriétés initiales des échantillons intacts

L'échantillon intact de 223 m de profondeur possède une teneur en eau initiale de 24.3 % comme indiqué dans le Tableau 3.5. Cette valeur est bien comprise entre 20 et 30 % comme attendu selon [Yu et al., 2021] ou encore entre 21 et 25 % selon [Lima, 2011].

L'anneau contenant l'échantillon peut ensuite être placé dans la cellule oedométrique. Celle-ci est assemblée de bas en haut dans l'ordre suivant : le socle, une pierre poreuse, un papier filtre, l'anneau avec l'échantillon, un second papier filtre, une seconde pierre poreuse (plus petite), puis la tête de la cellule comme illustré sur la Figure 3.14c. Enfin, un socle supérieur vient fermer la cellule. Celui-ci s'attache à l'aide de deux écrous.

Les pierres poreuses sont saturées avant d'être placées dans la cellule comme le recommande la norme [AFNOR, 1997].

### 3.1.6 Procédure expérimentale - Essai oedométrique sous chargement par palier

La norme française "AFNOR, XP P94-090-1, Sols : reconnaissance et essais – Essais oedométriques – Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers " est utilisée lors des essais sur l'argile de Boom. La procédure expérimentale diffère selon le type d'essai (haute ou basse pression). De plus, les essais des échantillons reconstitués suivent des procédures différentes, notamment d'un point de vue saturation de l'échantillon.

#### 3.1.6.1 Essai basse pression sur échantillons "SEC" – BP-SEC

- (i) Chargement à une contrainte verticale de 12.5 kPa pendant 1 heure
- (ii) Saturation par l'eau synthétique ou distillée (voir Tableau 3.6) jusqu'à stabilisation du gonflement
- (iii) Phase de chargement jusqu'à une contrainte de 1.6 MPa
- (iv) Phase de déchargement jusqu'à une contrainte de 25 kPa

La contrainte appliquée lors de la phase (i) est relativement faible, de telle sorte à permettre le gonflement de l'argile.

#### 3.1.6.2 Essai basse pression sur échantillons "BOUE" et reconstitués à $w < w_L$ – BP-BOUE/REC

- (i) Chargement à une contrainte verticale de 12.5 kPa et saturation par l'eau synthétique
- (ii) Phase de chargement jusqu'à une contrainte de 1.6 MPa

- (iii) Phase de déchargement jusqu'à une contrainte de 25 kPa

La saturation de l'échantillon se fait en même temps que l'application de la première contrainte car les échantillons sont considérés déjà saturés.

### **3.1.6.3 Essai basse pression sur échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" – BP-INT1**

- (i) Chargement à une contrainte verticale de 12.5 kPa pendant 2 heures
- (ii) Saturation par l'eau synthétique ou distillée (voir Tableau 3.6)
- (iii) Phase de chargement jusqu'à une contrainte de 1.6 MPa
- (iv) Phase de déchargement jusqu'à une contrainte de 25 kPa

### **3.1.6.4 Essai basse pression sur échantillon "INTACT - SURFACE - BP-2" – BP-INT2**

- (i) Chargement à une contrainte verticale de 100 kPa pendant 1 heure
- (ii) Saturation par l'eau synthétique ou distillée (voir Tableau 3.6)
- (iii) Phase de chargement jusqu'à une contrainte de 1.6 MPa
- (iv) Phase de déchargement jusqu'à une contrainte de 25 kPa

Cette procédure tend à s'approcher de celle suivie pour les essais haute pression sur les échantillons intacts. C'est pourquoi la première contrainte appliquée correspond à une valeur estimée de la contrainte verticale effective in-situ.

### **3.1.6.5 Essai haute pression sur échantillons intacts – HP-INT**

L'essai oedométrique haute pression sur un échantillon intact se déroule en plusieurs phases. La saturation de l'échantillon est tout d'abord assurée via 4 phases :

- (i) Chargement à la contrainte verticale effective in-situ  $\sigma'_{v,in-situ}$  (voir Tableau 3.6) pendant 1 heure
- (ii) Saturation par l'eau synthétique ou distillée (voir Tableau 3.6)
- (iii) Phase de déchargement jusqu'à une contrainte  $\sigma'_v$  inférieure à  $\sigma'_{v,in-situ}$  (voir Tableau 3.6)
- (iv) Phase de chargement à la contrainte verticale effective in-situ  $\sigma'_{v,in-situ}$  (voir Tableau 3.6)

La phase (i), qui consiste à appliquer la contrainte in-situ, permet d'empêcher le gonflement. La phase (iii) commence lorsque le gonflement est considéré stabilisé, soit lorsque  $\Delta h < 0.005$  mm sur 8 h. Suivre ces quatre étapes permet de garantir une saturation complète de l'échantillon, tout en évitant un gonflement au cours du processus, lequel pourrait modifier la porosité du matériau et altérer son comportement ultérieur par rapport à celui du matériau intact tel que rencontré in-situ.

Une fois l'échantillon saturé et ainsi, revenu à sa contrainte in-situ, deux phases sont considérées : (v) phase de chargement jusque 32 MPa et (vi) phase de déchargement jusque 250 kPa. Chaque palier est considéré fini dès que le critère d'arrêt  $\Delta h < 0.005$  mm sur 8 h est respecté.

### 3.1.7 Programme d'essais

Essai	Eau	Procédure	$\sigma'_{v,in-situ}$ [kPa]	w [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	$S_r$ [-]
SEC - $\rho_d = 0.855$	Distillée	BP-SEC	-	-	0.855	2.117	-
SEC - $\rho_d = 0.967$	Synthétique	BP-SEC	-	-	0.967	1.755	-
SEC - $\rho_d = 0.983$	Synthétique	BP-SEC*	-	-	0.983	1.712	-
SEC - $\rho_d = 1.265$	Synthétique	BP-SEC	-	-	1.265	1.106	-
SEC - $\rho_d = 1.133$	Synthétique	BP-SEC	-	-	1.133	1.351	-
SEC - $\rho_d = 1.504$	Synthétique	BP-SEC	-	-	1.504	0.772	-
BOUE - $1.1 \times w_L$	Synthétique	BP-BOUE/REC	-	67.5	0.883	2.019	89.1
BOUE - $1 \times w_L$	Synthétique	BP-BOUE/REC	-	62.2	0.982	1.714	96.7
REC - $\rho_d = 1.271$	Synthétique	BP-BOUE/REC	-	38.5	1.271	1.097	93.6
REC - $\rho_d = 1.461$	Synthétique	BP-BOUE/REC	-	26.2	1.461	0.824	84.8
REC - $\rho_d = 1.963$	Synthétique	BP-BOUE/REC	-	25.5	1.963	0.704	96.6
INTACT - SURFACE - BP-1	Synthétique	BP-INT1	100	27.04	1.577	0.690	
INTACT - SURFACE - BP-2	Synthétique	BP-INT2	100	25.5	1.592	0.674	
INTACT - SURFACE - HP-1	Distillée	HP-INT	100	24.9	1.601	0.665	99.8
INTACT - SURFACE - HP-2	Synthétique	HP-INT	100	24.7	1.624	0.641	100
INTACT - 223 m - HP-1	Synthétique	HP-INT**	2250	24.3	1.664	0.602	100
INTACT - 350 m - HP-1	Synthétique	HP-INT	3500	24.4	1.657	0.608	100
INTACT - 350 m - HP-2	Synthétique	HP-INT***	3500	22.6	1.672	0.594	100

Tableau 3.6 – Programme des essais oedométriques sur l'argile de Boom

\* : La phase (ii) correspondant au gonflement libre n'a pas eu lieu. L'échantillon n'a pas gonflé jusqu'à stabilisation.

\*\* : La phase (iii) et par conséquent la phase (iv), n'ont pas eu lieu.

\*\*\* : La phase (vi), correspondant au déchargement jusqu'à 250 kPa, n'a pas pu être menée à terme par manque de temps. L'essai s'est donc interrompu à 2.25 MPa lors de la phase de décharge.

L'eau distillée a été utilisée uniquement parce que l'eau synthétique n'était pas encore disponible.

## 3.2 Porosimétrie au mercure - MIP

Des essais de porosimétrie au mercure ont été réalisés par la plateforme CARPORVISU du département de chimie de l'Université de Liège. Ces essais ont été réalisés sur différents échantillons.

Tout d'abord, des échantillons intacts, n'ayant subi aucun essai oedométrique ou autre, ont été testés. Ces échantillons intacts proviennent de la surface, de 223 et de 350 m de profondeur.

Par la suite, des échantillons similaires ont été testés, à la différence qu'ils avaient préalablement subi un essai oedométrique à haute pression. Pour rappel, ce type d'essai comprend un chargement jusqu'à 32 MPa, suivi d'un déchargement jusqu'à 250 kPa. Ainsi, les changements au sein de la structure suite à l'essai oedométrique haute pression pourront être établis.

Pour finir, trois échantillons reconstitués ont été testés, également après avoir subi un essai oedométrique. Cet essai comprend une phase de chargement jusqu'à 1.6 MPa suivie d'une phase de déchargement jusqu'à 25 kPa. Parmi ces trois échantillons, deux sont de type "SEC" tandis que le dernier est de type "BOUE". Cette sélection permet d'observer les éventuelles différences au niveau de la structure entre ces deux types de préparation.

### 3.2.1 Programme d'essais

Le Tableau 3.7 reprend le programme d'essai suivi pour les essais de porosimétrie au mercure. Il précise également si les échantillons ont subi un essai oedométrique au préalable.

Échantillon	Référence de la carotte	Essai oedométrique
INTACT - SURFACE	-	Non
INTACT - 223 m - C1B1	CG78-79W_core35_section35.1	Non
INTACT - 223 m - C1B3a	CG78-79W_core35_section35.1	Non
INTACT - 223 m - C1B3b	CG78-79W_core35_section35.1	Non
INTACT - 223 m	CG78-79W_core37_section37.2	Non
INTACT - 350 m	ON-MOL2D_Core_55	Non
INTACT - SURFACE - HP-2	-	Oui, haute pression
INTACT - 223 m - HP-1	CG78-79W_core34_section34.1	Oui, haute pression
INTACT - 350 m - HP-1	ON-MOL2D_Core_55	Oui, haute pression
SEC - $\rho_d = 0.967$	-	Oui, basse pression
SEC - $\rho_d = 1.504$	-	Oui, basse pression
BOUE - $1.1 \times w_L$	-	Oui, basse pression

Tableau 3.7 – Programme des essais de porosimétrie au mercure sur l'argile de Boom

# Chapitre 4

## Résultats et discussions

### 4.1 Essais oedométriques

#### 4.1.1 Échantillons "SEC" - BP

##### 4.1.1.1 Gonflement

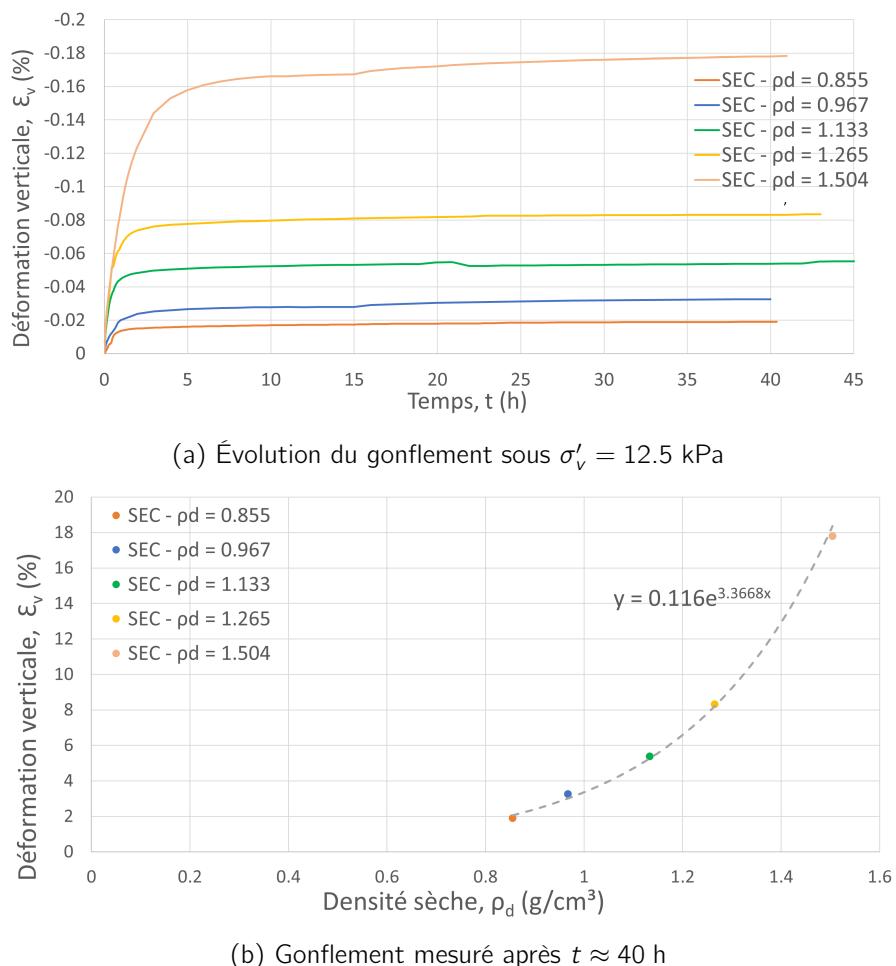


Figure 4.1 – Gonflement libre des échantillons "SEC"

Comme expliqué à la section 2.4.3.1, l'argile de Boom présente une capacité de gonflement qui peut s'avérer être importante si le sol est remanié. De plus, cette capacité dépend de la composition mi-

néralogique de l'argile puisque certains minéraux sont plus sensibles au gonflement que d'autres. Dans cette étude, la composition minéralogique est considérée comme étant similaire pour tous les échantillons reconstitués. En effet, cette hypothèse peut être faite puisque les différents modes de préparation des échantillons reconstitués sont appliqués en utilisant de l'argile provenant de la même carotte.

La Figure 4.1a montre le gonflement qui se produit sous une contrainte de 12.5 kPa lors de la saturation des échantillons de type "SEC". Le gonflement tend à se stabiliser avec le temps comme le montre la partie plate des courbes. La Figure 4.1b montre la déformation verticale mesurée après d'environ 40 heures, en fonction de la densité sèche initiale des échantillons.

Les deux graphes montrent que plus l'échantillon est dense, plus il a tendance à gonfler. En effet, la capacité de gonflement augmente avec la densité sèche initiale mais diminue lorsque la teneur en eau initiale est plus élevée, comme le rapportent les travaux de recherche sur la bentonite [Villar & Lloret, 2008]. C'est pourquoi, en partant "à sec" ( $w = 0\%$ ), la capacité de gonflement devrait être maximale. De plus, la capacité de gonflement est principalement influencée par la charge verticale sous laquelle se produit la saturation. Dès lors, pour comparer le gonflement des différents échantillons entre eux, il est nécessaire de laisser celui-ci se produire sous une même contrainte verticale.

Dans le cas des échantillons reconstitués à sec, la teneur en eau peut être considérée nulle initialement. De plus, la composition minéralogique est considérée similaire, comme précisé précédemment. Les cations compensateurs jouant un rôle dans le gonflement comme précisé à la section 2.1.2 peuvent, dès lors, être considérés identiques aussi de telle sorte que l'énergie d'hydratation de ceux-ci est la même pour les différents échantillons. Puisque l'argile sèche utilisée est la même également pour les différents échantillons, la taille des agrégats peut être également considérée identique.

Dès lors, l'augmentation de la capacité de gonflement avec l'augmentation de la densité sèche s'explique par une augmentation du nombre de particules gonflantes par unité de volume puisque c'est le seul paramètre qui varie d'un échantillon à l'autre.

Il est également intéressant de noter que l'augmentation de la densité sèche de 0.967 à 1.265 g/cm<sup>3</sup> s'accompagne d'une hausse de la déformation verticale  $\varepsilon_v$ , passant ainsi de 3.26 à 8.32 %. Autrement dit, une augmentation de la densité sèche de 0.298 g/cm<sup>3</sup> entraîne une augmentation de la déformation verticale d'environ 5 %. Lorsque la densité sèche passe ensuite de 1.265 à 1.504 g/cm<sup>3</sup>, la déformation verticale augmente de manière bien plus marquée, atteignant 17.80 %. Dès lors, l'augmentation de 0.239 g/cm<sup>3</sup> de densité sèche provoque une augmentation de la déformation verticale d'approximativement 9.5 %. La relation entre densité sèche et déformation verticale n'est dès lors pas linéaire. En effet, la courbe de tendance tracée sur le graphique de la Figure 4.1b est de nature exponentielle. Son équation est

$$y = 0.116 \times e^{3.3668 \cdot x} \quad (4.1)$$

Dès lors, en utilisant la formule 4.1, il est possible d'estimer la déformation verticale après environ 40 h en fonction de la densité sèche de l'échantillon. Pour rappel, cette relation n'est valable que pour des échantillons ayant suivi le même mode de préparation, soit ayant été préparés à sec.

#### 4.1.1.2 Contraintes & déformations

La Figure 4.2 reprend les courbes oedométriques  $e - \sigma'_v$  des échantillons de type "SEC". La Figure 4.3, quant à elle, montre les courbes oedométriques normalisées, soit les courbes exprimant la relation  $I_v - \sigma'_v$ . La normalisation est réalisée via la formule 2.2.1 de l'index de vides  $I_v$  afin de faire apparaître les courbes de référence. Ces courbes sont, pour rappel, l'ICL, qui reflète le comportement de référence d'un matériau saturé et remanié, donc dénué de structure, et la SCL, qui reflète le comportement associé

à une structure intacte. Sur base de la formule utilisée pour la normalisation, il est logique de dire que l'index des vides est directement proportionnel à l'indice de vides. Comme le montre l'équation 3.2, plus la densité sèche est élevée, plus l'indice de vides est faible, donc plus l'index de vides l'est aussi. La position des différentes courbes les unes par rapport aux autres est donc logique.

La partie verticale des courbes, située à 12.5 kPa, correspond au gonflement comme évoqué précédemment. À nouveau, le lien entre le gonflement et la densité est bien marqué. De plus, cette partie verticale est manquante pour l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.983$ " car, comme évoqué dans la section 3.1.7, le chargement a débuté environ 2h après la mise en contact avec l'eau, ne laissant pas le gonflement atteindre sa stabilisation.

La courbe de l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 1.133$ " n'apparaît pas sur le graphique de la Figure 4.3 car l'essai n'a pas été concluant. En effet, l'échantillon en question s'est mis à ressortir de la cellule par la tête. Le capteur a donc enregistré des tassements plus importants que prévu. Il en résulte une courbe oedométrique plus raide qu'elle ne devrait l'être en réalité. Les résultats en termes de contraintes et déformations sont donc écartés tandis que ceux en matière de gonflement restent corrects.

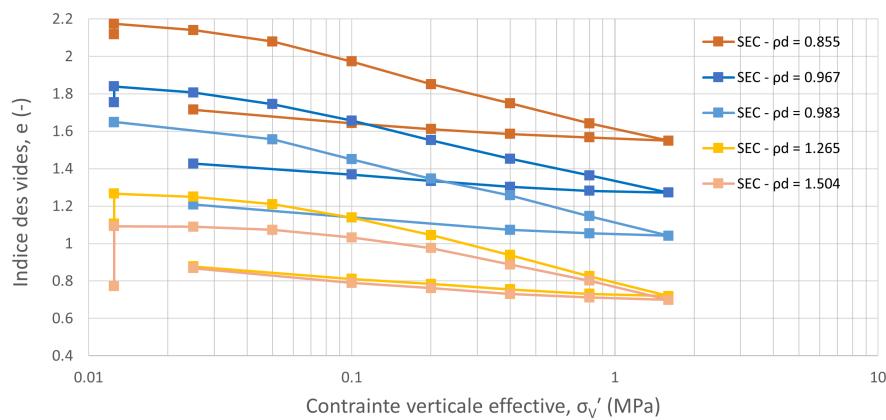


Figure 4.2 – Courbes oedométriques des échantillons "SEC"

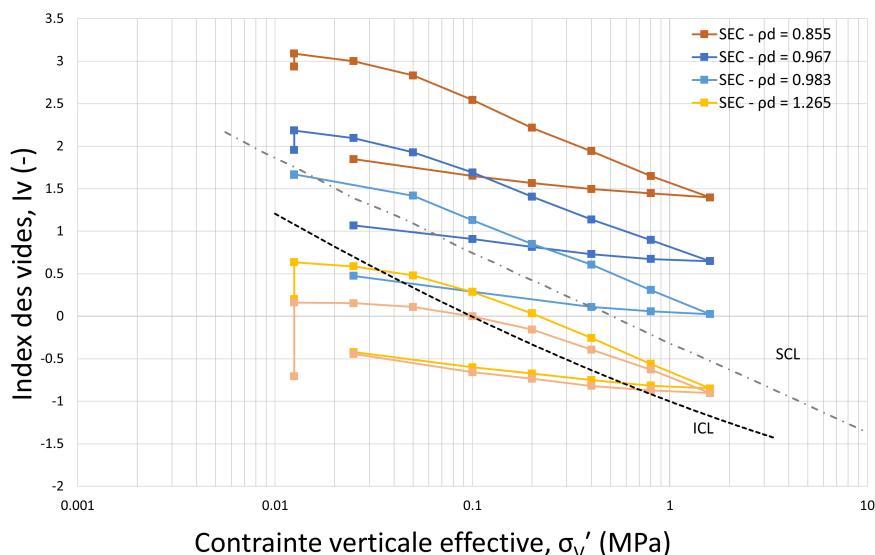


Figure 4.3 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons "SEC"

La Figure 4.3 montre que les courbes oedométriques des différents échantillons testés sont relativement similaires et présentent une partie relativement plate qui peut être désignée comme étant la partie quasi-élastique. Cette partie marque une zone où l'indice de vides varie peu malgré l'augmentation de contrainte verticale. Cela suggère donc une résistance à la compression verticale due à la structure initiale du sol obtenue lors du compactage. Pour les échantillons ayant subi un gonflement libre, la transition entre la zone quasi-élastique et la zone plastique se fait à des contraintes de plus en plus élevées au fur et à mesure que la densité sèche augmente, signe de l'historique du chargement. En effet, pour obtenir des échantillons de plus en plus denses, une contrainte de plus en plus élevée a été appliquée. Pour rappel, la contrainte a été appliquée à l'aide d'un compactage à la main pour les échantillons moins denses tandis qu'une presse hydraulique a été utilisée pour l'échantillon le plus dense (3.1.4.1). La transition a donc lieu à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ . Bien que cette "mémoire" de chargement puisse être partiellement altérée par le gonflement, une certaine préconsolidation demeure néanmoins perceptible. Celle-ci est reportée dans le Tableau 4.1 pour les différents échantillons et a été évaluée via la méthode de Casagrande.

Échantillon	$\Delta e$ [-]	$\sigma'_g$ [kPa]	$\sigma'_p$ [kPa]	$Cc$ [-]	$\lambda$ [-]	$Cs$ [-]	$\kappa$ [-]
SEC - $\rho_d = 0.855$	0.625	34.3	31	0.374	0.162	$4.49 \times 10^{-2}$	$1.95 \times 10^{-2}$
SEC - $\rho_d = 0.967$	0.568	45.9	40	0.320	0.139	$9.64 \times 10^{-2}$	$4.19 \times 10^{-2}$
SEC - $\rho_d = 0.983$	0.607	-	53	0.339	0.147	$9.6 \times 10^{-2}$	$4.17 \times 10^{-2}$
SEC - $\rho_d = 1.265$	0.548	134	60	0.348	0.151	$9.38 \times 10^{-2}$	$4.07 \times 10^{-2}$
SEC - $\rho_d = 1.504$	0.394	1030	115	0.306	0.133	$9.77 \times 10^{-2}$	$4.24 \times 10^{-2}$

Tableau 4.1 – Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "SEC"

( $\Delta e$  : variation de l'indice de vides entre la saturation complète et la fin du chargement,  $\sigma'_g$  : pression de gonflement,  $\sigma'_p$  : contrainte de préconsolidation,  $Cc$  : indice de compression,  $\kappa$  : coefficient de compression,  $Cs$  : indice de gonflement,  $\lambda$  : coefficient de gonflement)

L'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.983$  possède une contrainte de préconsolidation qui suit la logique observée en lien avec la densité sèche puisque celle-ci se situe entre les contraintes de préconsolidation des échantillons "SEC -  $\rho_d = 0.967$ " et "SEC -  $\rho_d = 1.265$ ", soit entre 40 et 60 kPa. Cependant, il est important de noter que cette contrainte est influencée par le gonflement. En effet, le gonflement n'a pas eu lieu jusqu'à stabilisation sous 12.5 kPa pour cet échantillon. Dès lors, ce phénomène se produit toujours durant les premiers paliers. Il en résulte donc une contrainte de préconsolidation plus importante que celle attendue avec le même mode de saturation que les autres échantillons.

La diminution de l'indice de vide  $e$  se fait également suivant la densité de l'échantillon. En effet, les échantillons moins denses présentent une variation de l'indice de vides  $\Delta e$  plus importante que les échantillons plus denses. Ceci se traduit sur la Figure 4.3 par des courbes plus étendues verticalement pour les échantillons moins denses tandis que les courbes oedométriques sont plus "plates" pour les échantillons plus denses. Les valeurs des variations d'indices de vides  $\Delta e$  sont également reprises dans le Tableau 4.1. Ainsi, durant la phase de chargement, l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.855$ " subit une variation  $\Delta e$  de 0.625 alors que celle subie par l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 1.504$ " est de 0.394. Cette variation de l'indice de vides correspond à la différence entre l'indice de vide mesuré après le gonflement et celui mesuré à la fin du chargement, soit à 1.6 MPa. De fait, le gonflement ayant déjà été discuté précédemment, il semble cohérent de considérer la variation de ce paramètre à la fin de celui-ci. Cette constatation met donc en évidence le lien entre la compressibilité et la densité initiale pour des échantillons saturés.

Cette observation peut également être faite sur base de l'indice de compression  $Cc$ . En effet, celui-ci est plus élevé pour les échantillons plus lâches, tandis qu'il est plus faible pour les échantillons plus denses. Cela signifie donc que les échantillons peu denses sont plus compressibles que leurs homologues plus denses.

L'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.983$ " présente quant à lui une variation d'indice de vides  $\Delta e$  importante

puisque celle-ci est de 0.607 comme mentionnée dans le Tableau 4.1. Sa courbe est relativement bien parallèle à celle de l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.967$ " d'après les Figures 4.2 et 4.3. Ceci est surprenant puisque l'échantillon en question n'a pas gonflé jusqu'à stabilisation lors de la saturation de celui-ci. Ainsi, lors des paliers de faibles contraintes, un phénomène de gonflement devrait se produire en parallèle du phénomène de tassement induit par les charges. La déformation verticale mesurée résulte alors des deux phénomènes. Ceux-ci devraient en quelque sorte se compenser et la courbe oedométrique serait plus plate dans la zone de faibles contraintes. Or, ceci n'est pas clairement visible à la Figure 4.3. Après la saturation, la contrainte appliquée est de 50 kPa. Cette contrainte pourrait être proche de la pression de gonflement de l'échantillon et ainsi limiter fortement ce phénomène. Ceci sera discuté à la section correspondante.

La phase de déchargement est quant à elle très similaire pour les différents échantillons. Cette observation peut se faire tout d'abord sur base de la Figure 4.3 mais aussi sur base de l'indice de gonflement  $C_s$  reporté au Tableau 4.1. Cet indice est légèrement plus faible pour l'échantillon "INTACT -  $\rho_d = 0.855$ " tandis qu'il varie entre 9.38 et  $9.77 \times 10^{-2}$  pour les autres échantillons.

Cette constatation est bien identifiée pour les deux échantillons les plus denses puisque leurs courbes de déchargement se recouvrent presque parfaitement.

Le comportement plastique de l'argile est également bien marqué puisqu'après déchargement, l'échantillon ne retrouve pas son indice de vides initial sous la même contrainte, preuve du caractère irréversible de la déformation.

Les courbes oedométriques des échantillons "SEC -  $\rho_d = 1.504$ " et "SEC -  $\rho_d = 1.265$ " convergent l'une vers l'autre avant de se rejoindre à 0.8 et 1.6 MPa. Elles semblent également converger vers l'ICL. Cette convergence confirme qu'au-delà d'une certaine contrainte, les échantillons tendent vers un même niveau de compacité. Puisque ces échantillons ont suivi la même méthode de préparation ainsi que le même protocole d'essai, il semble juste de dire qu'ils pourraient avoir atteint la même structure à ce point de convergence. Il semble aussi cohérent de supposer que les deux courbes continueraient ensemble si l'essai était poursuivi à des contraintes plus importantes. Les courbes pourraient dès lors continuer de converger vers l'ICL. En effet, comme évoqué dans la section 2.2, il est établi que lorsqu'il y a augmentation des contraintes verticales, il y a une modification de la structure et notamment une destruction des liaisons au sein de cette structure. Cela signifie que toutes les courbes devraient converger vers l'ICL pour des contraintes élevées.

Cela suggère que les échantillons moins denses initialement devraient continuer de se densifier au fur et à mesure que la contrainte appliquée augmente. Il pourrait donc exister un état limite de densification situé proche de l'ICL, comme l'indique la théorie.

Le fait que les courbes des échantillons les plus lâches ne convergent pas vers l'ICL ni vers les courbes des échantillons plus denses suggère que leur structure initiale, trop ouverte et peu connectée, limite les mécanismes de réarrangement sous une contrainte verticale. En effet, plus une structure est dite lâche, plus les grains sont éloignés les uns des autres et donc ont peu de contact entre eux. Or, c'est par contact que la transmission des efforts se fait. Une densité faible provoque donc une transmission non efficace des efforts, résultant en un mauvais réarrangement des grains.

#### 4.1.1.3 Pression de gonflement

Comme observé à la Figure 4.4, la pression de gonflement augmente avec la densité sèche. Ceci semble tout à fait cohérent puisque les échantillons plus denses ont plus gonflé. Dès lors, une contrainte plus importante sera nécessaire pour revenir à l'indice de vide initial  $e_0$ .

Il est également intéressant de noter que l'augmentation de la densité sèche de 0.967 à 1.265 g/cm<sup>3</sup> s'accompagne d'une hausse de la pression de gonflement, passant ainsi de 45.9 à 134.3 kPa. Autrement

dit, une augmentation de la densité sèche de  $0.298 \text{ g/cm}^3$  entraîne une augmentation de la pression de gonflement de  $88.4 \text{ kPa}$ . Lorsque la densité sèche passe ensuite de  $1.265 \text{ g/cm}^3$  à  $1.504 \text{ g/cm}^3$ , la pression de gonflement augmente de manière bien plus marquée, atteignant  $1030.4 \text{ kPa}$ . Dès lors, l'augmentation de  $0.239 \text{ g/cm}^3$  de densité sèche provoque une augmentation de la pression de gonflement de  $896.1 \text{ kPa}$ . La relation entre densité sèche et pression de gonflement n'est dès lors pas linéaire.

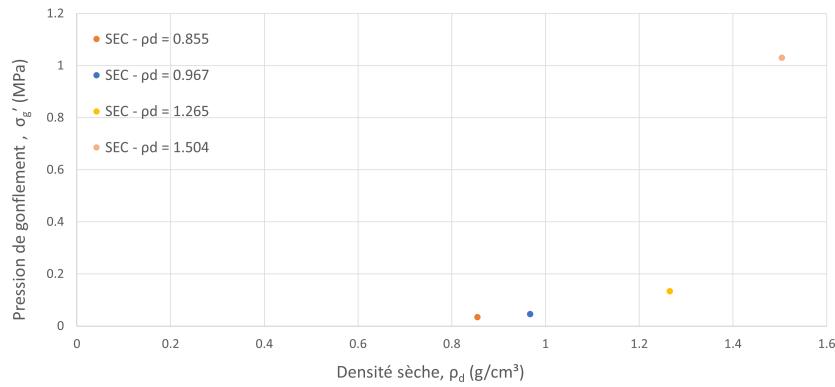


Figure 4.4 – Pression de gonflement des échantillons "SEC"

Bien que la phase de gonflement ait bien eu lieu pour l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 1.133$ ", sa pression de gonflement n'a pas pu être déterminée puisque celle-ci est établie sur base de la courbe oedométrique qui a été écartée comme évoqué précédemment.

De plus, l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.983$ " n'a pas gonflé assez longtemps à  $12.5 \text{ kPa}$  pour qu'une déformation verticale importante soit mesurée. Le palier de chargement suivant était de  $50 \text{ kPa}$  et comme mentionné précédemment, cette contrainte semblait suffire à limiter le gonflement. En effet, dans le cas inverse, le gonflement et le tassement se produiraient en parallèle et se compenseraient, résultant en une faible variation d'indice de vides. La pression de gonflement aurait donc dû s'approcher de  $50 \text{ kPa}$  si l'échantillon avait suivi exactement la même procédure expérimentale que ces homologues. Ceci est également confirmé par la Figure 4.4 puisque, vu la densité sèche de l'échantillon en question, sa pression de gonflement devrait être située entre  $45.9$  et  $134 \text{ kPa}$ .

## 4.1.2 Échantillons "BOUE" - BP

### 4.1.2.1 Gonflement

Aucun gonflement n'apparaît puisque les échantillons sont saturés lors de leur préparation.

### 4.1.2.2 Contraintes et déformations

Sur la Figure 4.5, la position des courbes, l'une par rapport à l'autre, est due au fait que plus la teneur en eau initiale est élevée, plus l'indice de vides l'est aussi.

À nouveau, les courbes oedométriques  $e - \sigma'_v$  ont été normalisées afin d'apparaître dans le système de référence  $I_v - \sigma'_v$ . Les courbes normalisées apparaissent à la Figure 4.6.

Les courbes de la Figure 4.6 ne présentent aucune portion plate initialement, soit aucune partie quasi-élastique. La courbe possède une pente plus ou moins constante dès le début de l'essai, donc dès les plus faibles contraintes. Cette observation est typique des sols ayant subi un remaniement efficace qui a détruit toute structure initiale. Puisqu'il n'y a pas de transition entre l'état élastique et l'état plastique, il n'y a pas

de contrainte de préconsolidation. En effet, les échantillons n'ont pas été chargés lors de leur préparation, ils ne possèdent donc en quelque sorte aucun historique de chargement, le remaniement ayant effacé sa "mémoire".

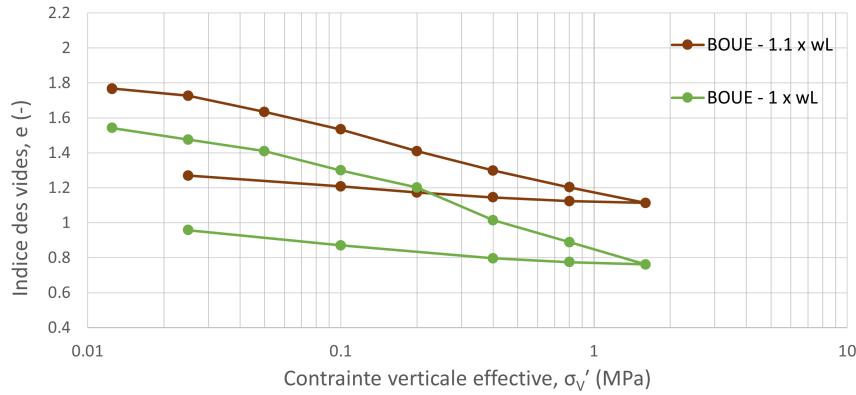


Figure 4.5 – Courbes oedométriques des échantillons "BOUE"

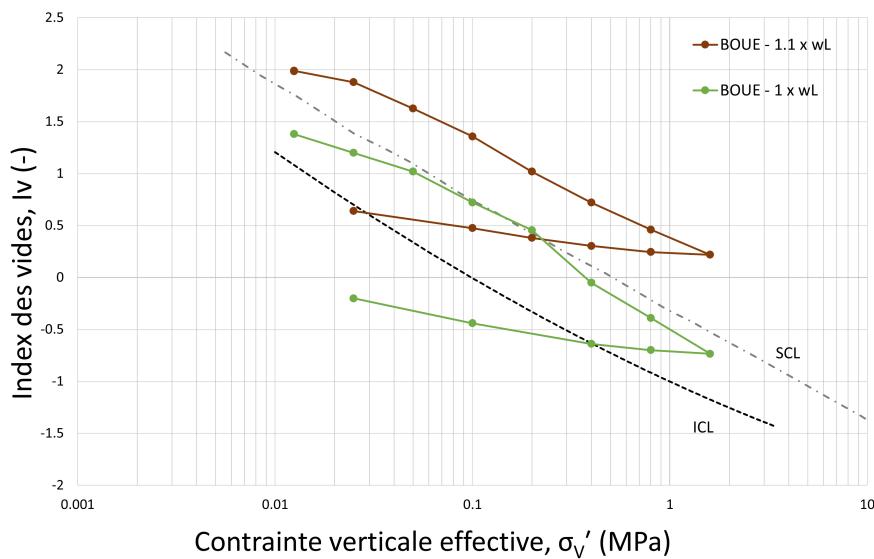


Figure 4.6 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons "BOUE"

La courbe correspondant à l'échantillon "BOUE - 1 ×  $w_L$ " se rapproche de l'ICL tandis que la courbe de l'échantillon "BOUE - 1.1 ×  $w_L$ " semble encore fort éloignée même sous 1.6 MPa. Les deux courbes semblent cependant globalement parallèles. Elles possèdent des coefficients de compression de l'ordre de 0.33 et 0.49 pour les échantillons "BOUE - 1.1 ×  $w_L$ " et "BOUE - 1 ×  $w_L$ ", comme indiqués dans le Tableau 4.2.

La courbe rouge ne semble pas avoir une tendance à converger vers la courbe verte. Un peu comme pour les échantillons préparés à sec, cela pourrait s'expliquer par le caractère trop lâche de l'échantillon. En effet, la boue a une teneur en eau élevée, provoquant une forte dispersion des particules d'argile avec dès lors une faible cohésion interparticulaire. À nouveau, cette structure dispersée peut limiter le réarrangement efficace des particules. Cela pourrait également expliquer le fait que la courbe verte prenne du temps à rejoindre l'ICL.

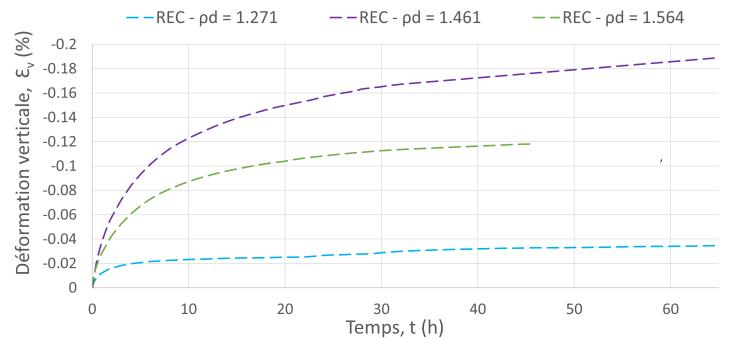
Échantillon	$\Delta e [-]$	$\sigma'_p [\text{kPa}]$	$Cc [-]$	$\lambda [-]$	$C_s [-]$	$\kappa [-]$
BOUE - $1.1 \times w_L$	0.652	-	0.327	0.142	$9.60 \times 10^{-2}$	$4.17 \times 10^{-2}$
BOUE - $1 \times w_L$	0.781	-	0.487	0.211	$1.14 \times 10^{-1}$	$4.96 \times 10^{-2}$

Tableau 4.2 – Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "BOUE"

### 4.1.3 Échantillons "REC" à $w < w_L$ - BP

#### 4.1.3.1 Gonflement

Les échantillons reconstitués à une teneur en eau inférieure à la limite de liquidité ont été reconstitués dans le but que ceux-ci soient saturés. Or, comme indiqué au Tableau 3.6, les degrés de saturation des échantillons "REC -  $\rho_d = 1.271$ ", "REC -  $\rho_d = 1.461$ " et "REC -  $\rho_d = 1.564$ " ne sont pas de 100 %. Dès lors, un gonflement est possible. Comme expliqué précédemment, le gonflement est lié à la densité sèche des échantillons. Il est alors cohérent d'obtenir un gonflement plus important pour l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " que pour l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.271$ ". L'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.461$ " a plus gonflé que les deux autres comme l'illustre la Figure 4.7. Cela est dû à la contrainte qui lui est appliquée durant la phase de saturation. En effet, celle-ci est de 5 kPa tandis qu'elle est de 12.5 kPa pour les deux autres échantillons. Comme expliqué dans la section 4.1.1.1, il est logique qu'un échantillon soumis à une contrainte plus faible gonfle plus qu'un échantillon soumis à une contrainte plus importante. De plus, il est intéressant de mentionner que le gonflement de cet échantillon ne semble pas stabilisé d'après la Figure 4.7a. La déformation verticale  $\varepsilon_v$  mesurée devrait dès lors être plus importante lorsque la stabilisation sera atteinte.



(a) Évolution du gonflement avec le temps

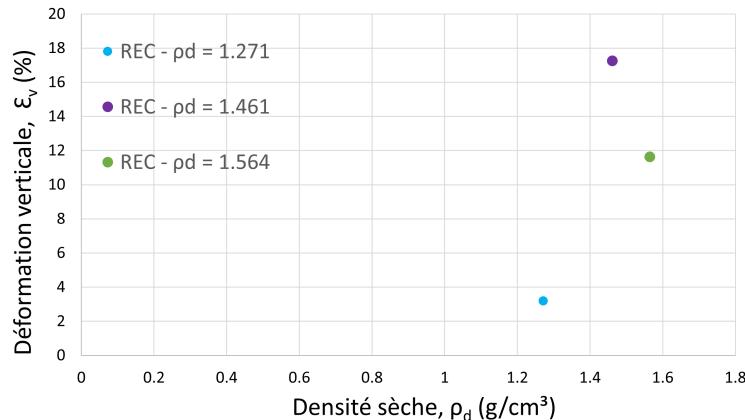
(b) Gonflement mesuré après  $t = \approx 46$  h

Figure 4.7 – Gonflement libre des échantillons "REC"

Si une contrainte de 12.5 kPa était appliquée sur l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.461$ " lors de sa saturation, une déformation verticale  $\varepsilon_v$  comprise entre 3.19 et 11.64 % devrait être mesurée au vu de la densité sèche de l'échantillon en question. Ces valeurs correspondent aux déformations verticales des échantillons "REC -  $\rho_d = 1.271$ " et "REC -  $\rho_d = 1.564$ ". Dès lors, si celui-ci s'était produit dans les mêmes conditions, soit à une contrainte de 12.5 kPa au lieu de 5 kPa, la courbe mauve devrait être située entre les courbes verte et bleue sur la Figure 4.7a.

#### 4.1.3.2 Contraintes et déformations

Les courbes de la Figure 4.8 sont données en fonction de  $e - \sigma'_v$  tandis que celles de la Figure 4.9 sont données en fonction de  $I_v - \sigma'_v$  puisque celles-ci sont normalisées.

Les trois courbes présentes sur la Figure 4.9 possèdent une partie plate correspondant à un comportement quasi-élastique. Cela résulte du compactage subi lors de la préparation des échantillons mentionnée à la section 3.1.4.3. En effet, comme pour les échantillons de type "SEC" discutés précédemment, les échantillons de type "REC" ont été compactés durant leur préparation. Dès lors, ils ont obtenu une structure possédant une mémoire de chargement. À nouveau, même si le gonflement a pu effacer cet historique de chargement, une certaine préconsolidation persiste néanmoins.

Vu la présence de la partie élastique et de la partie plastique, la contrainte de préconsolidation peut être déterminée. Celle-ci est indiquée dans le Tableau 4.3 pour les trois échantillons. D'après la Figure 4.9, la transition entre les deux régimes a lieu entre 100 et 200 kPa. Cet intervalle de valeurs est bien confirmé par le tableau cité précédemment.

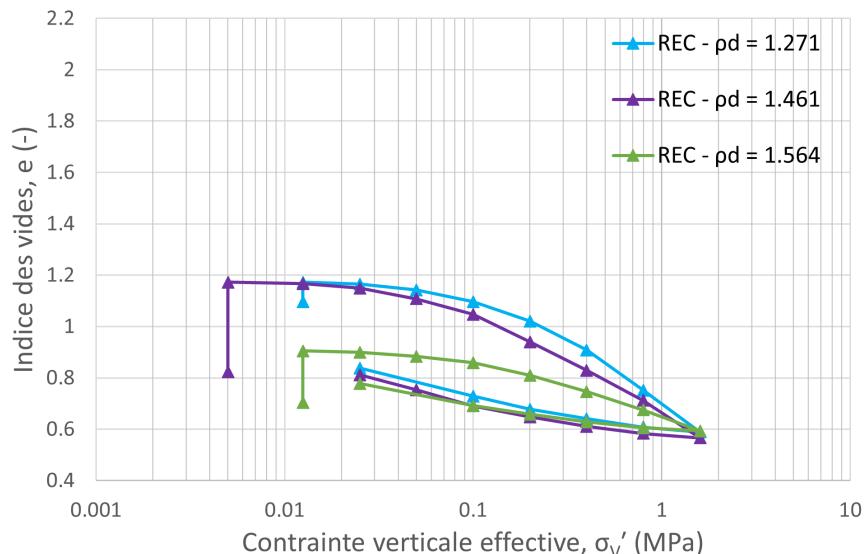


Figure 4.8 – Courbes oedométriques des échantillons "REC"

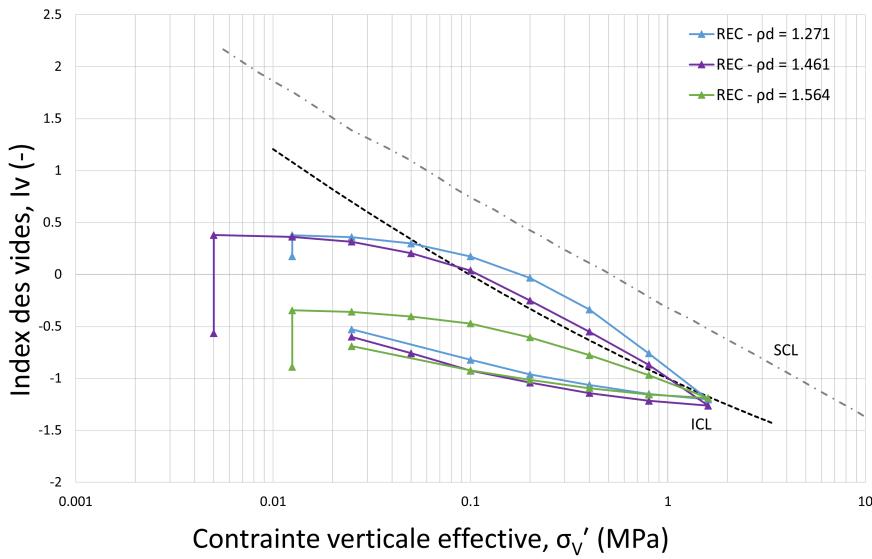


Figure 4.9 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons "REC"

Après leur phase de saturation, les échantillons "REC -  $\rho_d = 1.271$ " et "REC -  $\rho_d = 1.461$ " atteignent approximativement le même indice de vides. Les courbes oedométriques de ces échantillons sont très proches pour des contraintes de 12.5, 25 et 50 kPa. Les courbes s'éloignent ensuite entre 100 et 800 kPa avant de converger l'une vers l'autre. La courbe en mauve sur la Figure 4.9 suit l'ICL de très près entre 100 et 1600 kPa. La courbe du troisième échantillon testé vient également rejoindre les deux courbes précédentes à partir de 1 MPa. Les trois courbes se rejoignent finalement quasiment au même point en 1.6 MPa. Ce point est pour ainsi dire situé sur l'ICL.

L'échantillon le plus dense est moins déformable puisque la variation d'indice de vides entre la fin de la saturation et la fin du chargement (1.6 MPa) est plus faible. En effet, cette variation  $\Delta e$  est de 0.31 pour l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " tandis qu'elle est de 0.58 pour l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.271$ ". L'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.461$ " présente, quant à lui, une variation de 0.61, ce qui est très proche de l'échantillon précédent. Ceci est logique vu l'indice de vides atteint après saturation. Ces observations peuvent se faire également sur base de l'indice de compression  $Cc$ . Cet indice est indiqué dans le Tableau 4.3 pour les trois échantillons. Il apparaît que l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.271$ " possède un indice de compression de 0.478 tandis que celui de l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " est de 0.238.

À des contraintes plus importantes, la courbe verte semble montrer qu'elle continuera de suivre l'ICL tandis que les courbes mauves et bleues semblent davantage la croiser. L'alignement de la courbe verte avec l'ICL indique que l'échantillon concerné adopte un comportement de sol normalement consolidé et qu'il s'apparente à un matériau remanié et homogène. Le croisement des courbes bleue et mauve avec l'ICL peut indiquer que le sol est plus compressible que prévu pour un sol normalement consolidé.

Finalement, les phases de déchargement sont assez similaires puisque les coefficients de gonflement sont de l'ordre de  $1 - 2 \times 10^{-1}$  pour les trois échantillons.

Échantillon	$\Delta e$ [-]	$\sigma'_g$ [kPa]	$\sigma'_p$ [kPa]	$Cc$ [-]	$\lambda$ [-]	$Cs$ [-]	$\kappa$ [-]
REC - $\rho_d = 1.271$	0.584	100.2	200	0.478	0.208	$1.45 \times 10^{-1}$	$6.3 \times 10^{-2}$
REC - $\rho_d = 1.461$	0.61	410.6	135	0.414	0.180	$1.51 \times 10^{-1}$	$6.56 \times 10^{-2}$
REC - $\rho_d = 1.564$	0.312	638.4	150	0.238	0.104	$1.07 \times 10^{-1}$	$4.65 \times 10^{-2}$

Tableau 4.3 – Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons "REC"

#### 4.1.3.3 Pression de gonflement

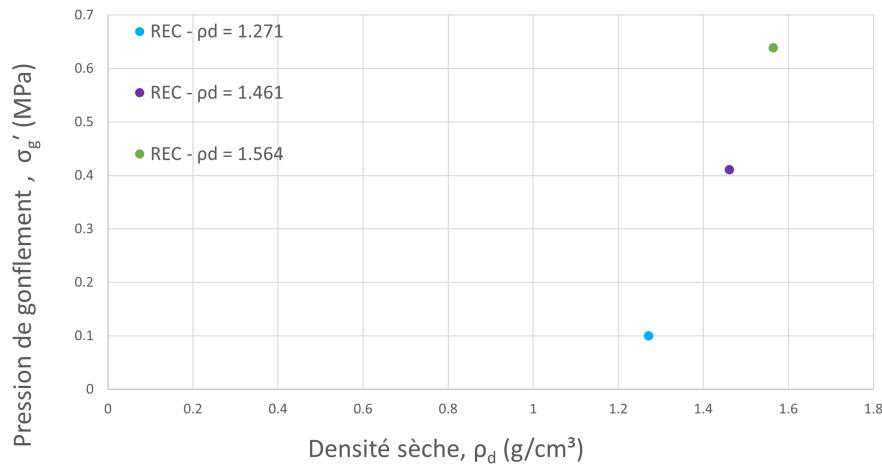


Figure 4.10 – Pression de gonflement des échantillons "REC"

Les pressions de gonflement  $\sigma'_g$  peuvent être déterminées sur base des courbes  $\sigma - e$ . Ces pressions sont données en fonction de la densité sèche à la Figure 4.10. Si les deux échantillons saturés à la même contrainte, soit 12.5 kPa, sont comparés, il apparaît que plus la densité sèche est élevée, plus la pression de gonflement l'est également. Ceci est cohérent comme expliqué à la section 4.1.1.3. En effet, la pression de gonflement correspond à la contrainte à appliquer pour revenir à l'indice de vides initial. Or, l'indice de vides initial a un impact direct sur le gonflement puisqu'il est lié à la densité sèche  $\rho_d$ . De plus, comme vu aux sections 4.1.1.1 et 4.1.3.1, plus la densité sèche est élevée, plus le phénomène de gonflement l'est aussi. Il est dès lors logique que la pression à appliquer soit plus élevée lorsque le phénomène de gonflement est plus important.

Contrairement à ce que l'on pourrait supposer, l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.461$ " présente une pression de gonflement comparable à celle des autres échantillons, même si son gonflement s'est produit sous une contrainte plus faible. En réalité, si l'amplitude du gonflement dépend bien de la contrainte appliquée au moment de la saturation, la pression de gonflement en elle-même est, quant à elle, indépendante de cette contrainte initiale. En effet, la contrainte appliquée lors de la saturation contribue déjà partiellement à compenser le gonflement. Ainsi, lors du rechargement post-saturation, l'effort supplémentaire à appliquer pour ramener l'échantillon à son indice de vides initial sera d'autant plus faible que la contrainte appliquée durant la saturation était élevée. Inversement, la charge supplémentaire à appliquer sera d'autant plus élevée que la contrainte appliquée lors de la saturation est faible.

Cependant, le gonflement de l'échantillon en question n'était pas stabilisé, comme illustré par la Figure 4.7a. La pression de gonflement serait dès lors légèrement supérieure à la valeur obtenue qui est de 410.6 kPa s'il y avait eu stabilisation. Cette pression de gonflement ne dépasserait dès lors pas 638.4 kPa, valeur obtenue pour l'échantillon de type "REC" le plus dense. Ces valeurs apparaissent à la Figure 4.10 et au Tableau 4.3.

#### 4.1.4 Échantillons intacts provenant de la surface - BP

La Figure 4.12 a été obtenue en normalisant les courbes présentes sur la Figure 4.11 via l'index des vides  $I_v$ , mentionné précédemment.

Tout d'abord, la Figure 4.12 montre bien que les deux échantillons intacts de surface ont suivi des protocoles différents lors de l'essai oedométrique à basse pression puisque ceux-ci commencent à des niveaux de contraintes différents. De plus, ils ont suivi des méthodes de saturation bien différentes. Un récapitulatif des protocoles suivis est donné à la section 3.1.7.

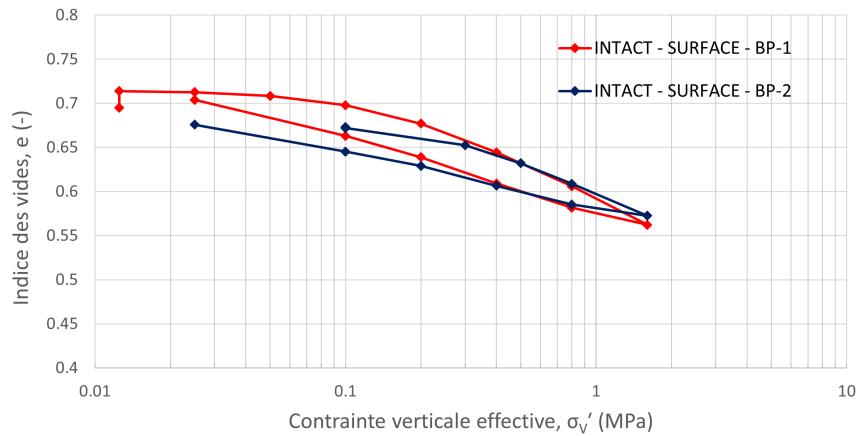


Figure 4.11 – Courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - BP

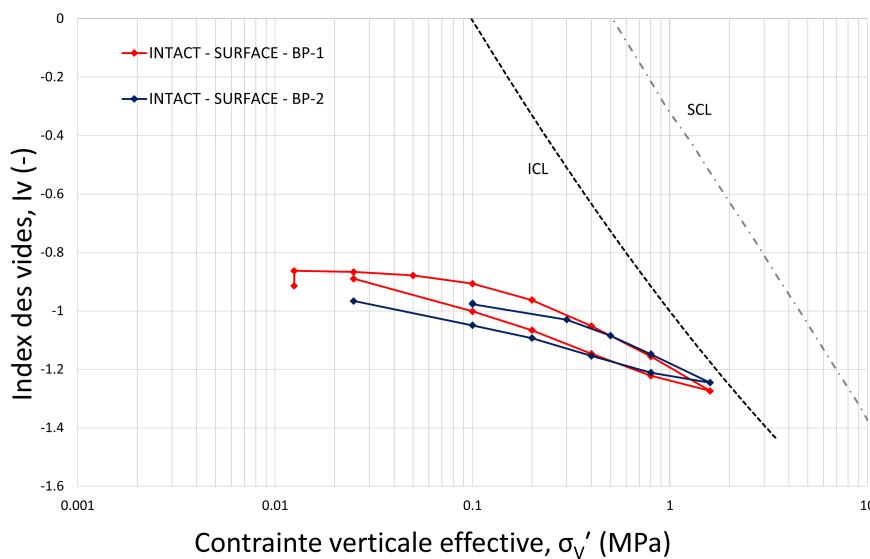


Figure 4.12 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de surface - BP

#### 4.1.4.1 Gonflement

La partie verticale de la courbe rouge montre, à nouveau, qu'un gonflement a pris place. Ce gonflement a eu lieu à 12.5 kPa, soit à une contrainte bien inférieure à la contrainte in-situ. Suite à la désaturation induite par la manipulation de la carotte lors des différentes étapes de forage, de préparation de l'échantillon et de stockage, la resaturation lors de la mise sous eau a induit du gonflement.

La courbe bleue ne présente pas cette portion verticale car le gonflement mesuré est très minime. Dès lors, les points sont superposés sur la Figure 4.12. Ceci confirme que l'échantillon est saturé et que la contrainte in-situ est de l'ordre de la contrainte appliquée, soit une contrainte de 100 kPa.

#### 4.1.4.2 Contraintes et déformations

Les indices de vides initiaux des deux courbes sont très proches puisqu'ils sont respectivement de 0.69 et 0.674 pour les échantillons "INTACT - SURFACE - BP-1" et "INTACT - SURFACE - BP-2". Leurs teneurs en eau sont également très proches, comme rappelées au Tableau 3.6 de la section 3.1.7. Cela indique que les échantillons étaient bien conservés et relativement peu perturbés.

La courbe oedométrique en rouge présente une zone bien marquée qui peut être qualifiée de zone élastique vu sa pente relativement faible et constante tandis que la seconde courbe ne présente pas une partie élastique bien marquée. Cette dernière présente tout de même une pente relativement faible entre 100 et 300 kPa, ce qui laisse penser que la transition entre les deux régimes se fait entre ces deux contraintes. En effet, après une contrainte de 300 kPa, la pente de la courbe est nettement plus importante que précédemment. Il semblerait donc que la contrainte de préconsolidation soit située entre 100 et 300 kPa pour cet échantillon. L'intervalle de valeurs donné pour la contrainte de préconsolidation de l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-2" semble confirmé par l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" puisque la transition entre la zone élastique et la zone plastique apparaît entre 200 et 500 kPa. Ces contraintes de préconsolidation ont finalement été évaluées à l'aide de la méthode de Casagrande. Elles apparaissent dans le Tableau 4.4 et valent 210 kPa pour le premier essai et 380 kPa pour le second.

La contrainte de préconsolidation de l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-2" est plus élevée que celle de l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" puisqu'elle vaut 380 kPa et dépasse dès lors 210 kPa. Pour cet échantillon, la contrainte passe de 100 à 300 kPa sans contraintes intermédiaires. Le point marquant un changement de pente est donc considéré à 300 kPa pour appliquer la méthode de Casagrande. La contrainte de préconsolidation évaluée par cette méthode est dès lors plus importante que celle correspondant au point de changement de pente, soit 300 kPa dans ce cas-ci. La contrainte de préconsolidation de l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" est plus faible, ce qui s'explique par le gonflement qu'il a subi. En effet, comme mentionné précédemment, le gonflement tend à effacer partiellement la mémoire de chargement du matériau, entraînant ainsi une diminution de la contrainte de préconsolidation par rapport à un échantillon n'ayant subi aucun phénomène de gonflement.

Les courbes convergent l'une vers l'autre à partir d'environ 300 kPa et restent relativement proches jusqu'à 400 kPa en phase de décharge. Elles atteignent presque la courbe intrinsèque à 1.6 MPa. Il serait cohérent que les deux courbes continuent à être relativement proches si des contraintes plus hautes étaient appliquées, tout en convergeant vers l'ICL. Cela semble indiquer que la différence entre les procédures suivies devient négligeable à des contraintes élevées, sûrement du à la perte de structure. La convergence des deux courbes à haute pression confirme la théorie d'un comportement intrinsèque au matériau, soit un comportement propre au matériau même si celui-ci est dénué de structure.

Les paliers de décharge inférieurs à 400 kPa montrent que le second échantillon présente un indice de gonflement plus faible que le premier puisque la pente de sa phase de décharge est plus faible. Ces valeurs d'indice de gonflement sont indiquées dans le Tableau 4.4.

Le graphique de la Figure 4.12 montre que les échantillons retrouvent des indices de vides très proches de leur valeur initiale à la fin de la phase de décharge. En effet, la courbe  $\sigma - e$  relative à l'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-2" retrouve un indice de vides de 0.676 à la fin de l'essai, tandis que ce paramètre était de 0.674 initialement, comme indiqué dans le Tableau 3.6. L'échantillon "INTACT - SURFACE - BP-1" présente, quant à lui, une courbe  $\sigma - e$  atteignant un indice de vides de 0.704 en fin d'essai. L'indice de vides initial  $e_0$  était de 0.714 pour cet échantillon, comme l'indique, à nouveau, le Tableau 3.6.

Le retour quasiment complet à l'indice de vides initial indique que les échantillons ont subi peu de

déformations irréversibles. En d'autres mots, les déformations subies sont majoritairement élastiques et donc réversibles. Cela indique que le matériau devrait garder une structure relativement proche de celle qu'il présentait avant de commencer l'essai oedométrique. De plus, la proximité avec la droite intrinsèque semble indiquer que les échantillons intacts de surface pourraient être déstructurés.

Échantillon	$\Delta e$	$\sigma'_p$ [kPa]	Cc [-]	$\lambda$ [-]	Cs [-]	$\kappa$ [-]
INTACT - SURFACE - BP-1	0.152	210	0.198	$8.58 \times 10^{-2}$	$4.31 \times 10^{-2}$	$1.87 \times 10^{-2}$
INTACT - SURFACE - BP-2	0.099	380	0.208	$9.05 \times 10^{-2}$	$3.22 \times 10^{-2}$	$1.4 \times 10^{-2}$

Tableau 4.4 – Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - BP

#### 4.1.5 Échantillons intacts provenant de la surface - HP

Comme pour les échantillons soumis aux essais à basse pression, les courbes oedométriques des échantillons intacts testés par des essais à haute pression ont été normalisées, ce qui a permis d'obtenir la Figure 4.14 à partir de la Figure 4.13.

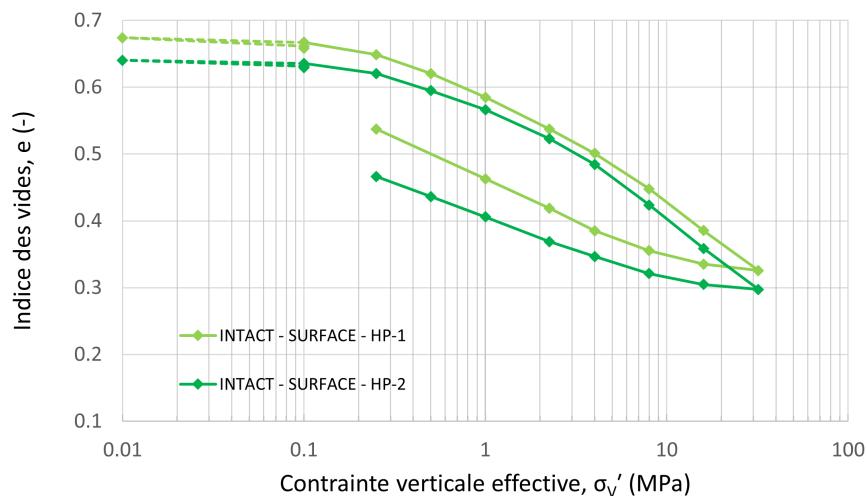


Figure 4.13 – Courbes oedométriques  $e - \sigma'_v$  des échantillons intacts de surface - HP

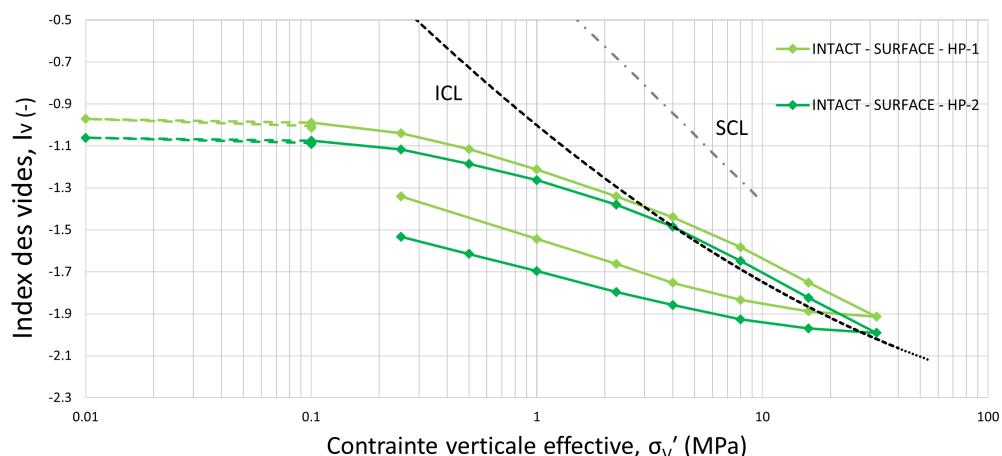


Figure 4.14 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de surface - HP

#### 4.1.5.1 Gonflement

Les courbes des échantillons de surface présentées sur la Figure 4.14 sont relativement bien parallèles lors des phases de saturation, de chargement et de déchargement. Les phases en pointillés désignent les phases de saturation. Celles-ci sont relativement horizontales, ce qui montre que les échantillons ont subi très peu de gonflement lors de la diminution de contrainte, soit le passage de 100 à 10 kPa. De plus, les échantillons étaient relativement bien saturés initialement puisque les index de vides à 100 kPa, toute première contrainte, et 100 kPa, dernière phase de la saturation, sont presque identiques. Les détails des protocoles suivis sont mentionnés à la section 3.1.6.

#### 4.1.5.2 Contraintes & déformations

Après les phases de saturation, les courbes fléchissent fortement en direction de l'ICL. Ceci indique une déstructuration liée à l'augmentation de la contrainte verticale. Cette modification de la structure ne semble pas permettre d'atteindre une structure typique de matériau reconstitué et normalement consolidé à 32 MPa puisque les courbes restent légèrement supérieures à l'ICL.

En comparant les deux échantillons en termes de compressibilité, il apparaît qu'ils subissent quasiment la même variation d'indice de vides  $\Delta e$ , comme l'indique le Tableau 4.5. En effet, leur variation d'indice de vides est de l'ordre de 0.340. Leurs indices de compression sont également similaires, et valent 0.182 pour l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-1" et 0.194 pour l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-2". Ceci explique le fait que les deux courbes soient bien parallèles durant la phase de chargement.

Les deux courbes présentent également un changement de pente à 250 kPa. Les pentes entre 100 et 250 kPa sont bien plus faibles que les autres pentes présentes sur les courbes. Il semblerait donc que cette partie plus plate corresponde à la partie quasi-élastique de la courbe. Sur base de ce changement de pente, les contraintes de préconsolidation peuvent être déterminées via la méthode de Casagrande, comme pour les essais à basse pression. Les contraintes de préconsolidation sont également similaires puisqu'elles sont de 0.9 et 1.1 MPa (Tableau 4.5). La méthode de détermination étant une méthode graphique, cet ordre de différence est tout à fait acceptable.

Échantillon	$\Delta e$	$\sigma'_p$ [MPa]	Cc [-]	$\lambda$ [-]	Cs [-]	$\kappa$ [-]
INTACT - SURFACE - HP-1	0.341	900	0.182	$7.91 \times 10^{-2}$	$1.1 \times 10^{-1}$	$4.77 \times 10^{-2}$
INTACT - SURFACE - HP-2	0.338	1.1	0.194	$8.42 \times 10^{-2}$	$8.91 \times 10^{-2}$	$3.87 \times 10^{-2}$

Tableau 4.5 – Paramètres obtenus via les courbes oedométriques des échantillons intacts de surface - HP

Comme l'indique le Tableau 4.5, l'indice de gonflement du premier essai est légèrement supérieur à celui du second essai. Ceci explique que les courbes ne sont plus parallèles en phase de déchargement à partir de 2.25 MPa.

#### 4.1.5.3 Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique

Le module oedométrique est évalué à chaque palier car le sol suit un comportement non-linéaire. En effet, la pente de la courbe  $\epsilon_v - \sigma'_v$ , qui correspond au module oedométrique comme expliqué à la section 2.3.2, varie à chaque palier de chargement.

Dès lors, celui-ci va augmenter lorsque la contrainte augmente car la structure du matériau se densifie et ce dernier devient dès lors plus rigide. Ainsi, pour une même variation de contrainte, les déformations deviennent plus faibles, signe que le matériau devient moins déformable. Ceci est visible à la Figure 4.15a.

Le module oedométrique est très élevé à 32 MPa pour l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-1" car les déformations verticales qu'a subit l'échantillon à 16 et à 32 MPa sont très proches de telle sorte que  $\Delta\varepsilon_v \approx 0$ . Dès lors, sur base de l'équation (2.17), le module oedométrique  $E_{oed}$  tend vers l'infini lorsque la variation de déformation verticale devient négligeable.

Le coefficient de consolidation  $c_v$  diminue quant à lui lorsque la contrainte appliquée augmente comme montré à la Figure 4.15b. Ceci s'explique par le fait que le sol devient plus rigide et donc que le temps nécessaire pour atteindre la fin de la consolidation primaire est plus long. En effet, les temps  $t_{50}$  (Casagrande) et  $t_{90}$  (Taylor), qui sont respectivement les temps nécessaires pour atteindre 50 et 90 % de la consolidation, augmentent lorsque la contrainte verticale appliquée augmente. La détermination de ces temps particuliers est expliquée dans la section 2.3.2.2.

De plus, la hauteur drainée  $H$  de l'échantillon, utilisée pour déterminer  $c_v$ , diminue lors de la phase de chargement suite à la compression de l'échantillon. La consolidation est donc plus lente malgré une diminution de la hauteur de l'échantillon. Ainsi, le coefficient de consolidation qui était de  $0.011 \text{ mm}^2/\text{s}$  pour l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-1" et  $0.026 \text{ mm}^2/\text{s}$  pour l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-2" à 2.25 MPa devient de l'ordre de  $0.005$  et  $0.008 \text{ mm}^2/\text{s}$  pour respectivement ces deux mêmes échantillons à 32 MPa.

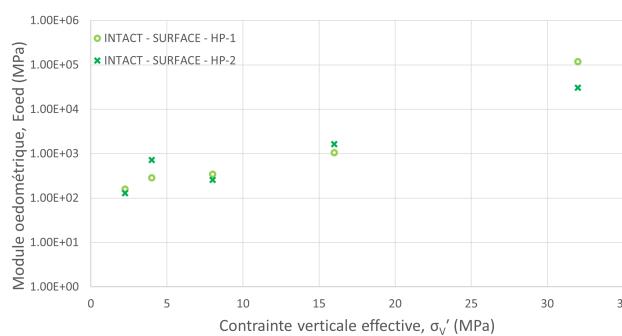
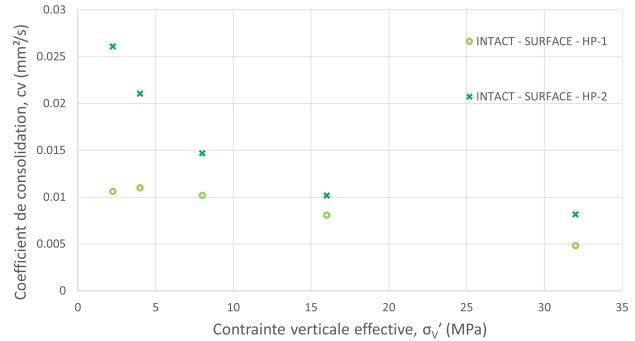
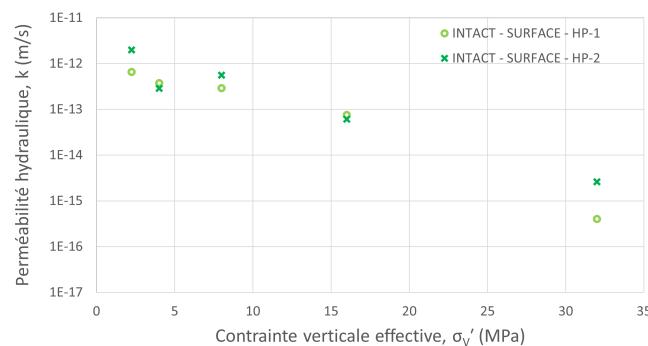
(a) Évolution du module oedométrique  $E_{oed}$ (b) Évolution du coefficient de consolidation  $c_v$ (c) Évolution de la perméabilité hydraulique  $k$ 

Figure 4.15 – Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts de surface

La perméabilité hydraulique estimée par les méthodes de Taylor et de Casagrande est de l'ordre de  $10^{-12} - 10^{-13} \text{ m/s}$  à 2.25 MPa pour les deux échantillons provenant de la surface. Cette perméabilité diminue au fil de l'essai oedométrique puisque l'échantillon subit une réduction de son indice de vides et

donc une diminution de la taille des pores et de leur connectivité. Pour rappel, ce sont principalement les macropores qui assurent l'écoulement de l'eau à travers l'argile.

La perméabilité hydraulique  $k$  est finalement de l'ordre de  $10^{-15} - 10^{-16}$  m/s lorsque l'essai atteint 32 MPa. Ce paramètre est calculé à l'aide de l'équation (2.10). De telles valeurs, bien que très faibles, s'expliquent par la valeur élevée du module oedométrique  $E_{oed}$ . En effet, ce dernier intervient au dénominateur dans l'expression de  $k$ , de sorte qu'un module élevé conduit logiquement à une perméabilité faible.

Les valeurs de  $c_v$  et de  $k$  présentées dans la Figure 4.18 correspondent à la moyenne des résultats obtenus par les méthodes de Taylor et de Casagrande.

#### 4.1.6 Échantillon intact à 223 m de profondeur

Un seul échantillon intact provenant de 223 m de profondeur a été testé via un essai oedométrique haute pression. Sa courbe oedométrique dans le système d'axe  $e - \sigma'_v$  apparaît à la Figure 4.16. Cette courbe a été normalisée afin de faire apparaître les droites de référence, à savoir l'ICL et la SCL. Ainsi, la Figure 4.17 va être analysée.

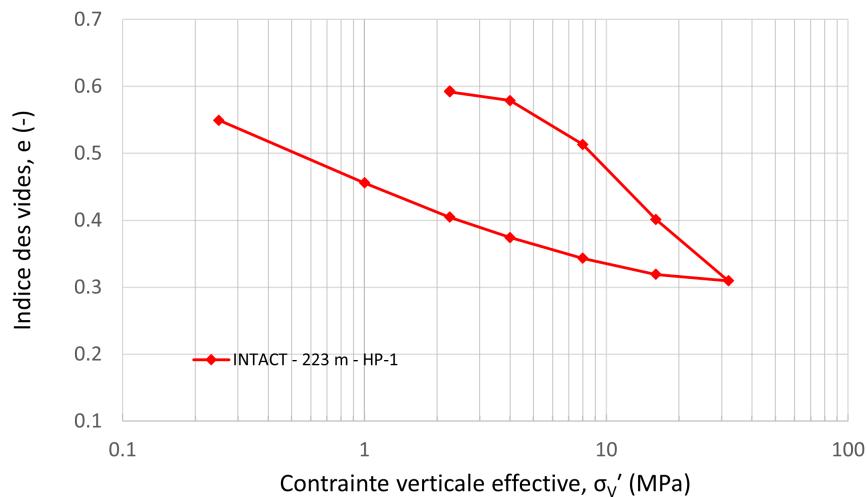


Figure 4.16 – Courbe oedométrique  $e - \sigma'_v$  de l'échantillon intact de 223 m - HP

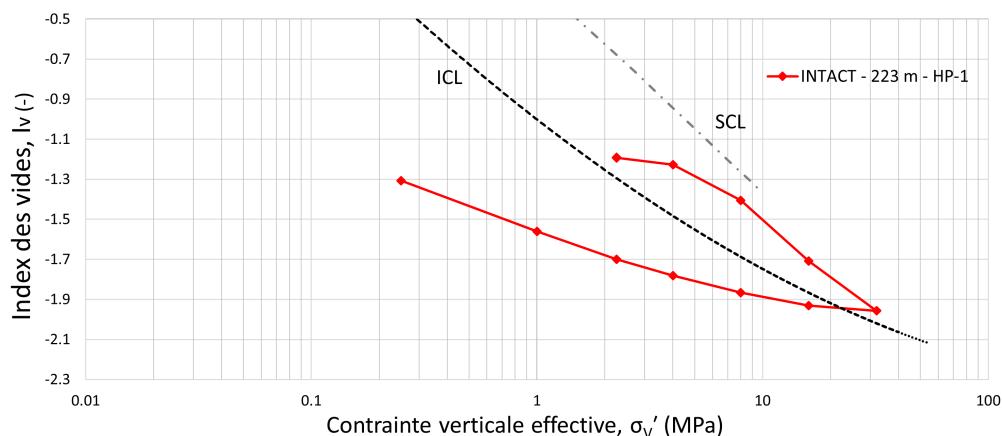


Figure 4.17 – Courbe oedométrique normalisée de l'échantillon intact de 223 m - HP

#### 4.1.6.1 Gonflement

La procédure d'essai de cet échantillon est légèrement différente des autres échantillons intacts testés sur l'essai oedométrique à haute pression puisqu'il n'y a pas de phase de déchargement durant la saturation de l'échantillon. Cependant, ce dernier est bien saturé initialement puisque son degré de saturation est de 100 % comme indiqué dans le Tableau 3.6. Dès lors, aucun gonflement ne devrait être mesuré puisque l'essai commence à la contrainte in situ.

#### 4.1.6.2 Contraintes & déformations

La Figure 4.17 montre que le premier palier de chargement, c'est-à-dire la partie de la courbe qui passe de 2.25 à 4 MPa, est plutôt rigide. En effet, cette partie est bien plus plate que le reste de la courbe et indique donc une certaine proximité avec la transition de la zone élastique à plastique. Cette transition se fait à la contrainte de préconsolidation évaluée à 6 MPa via la méthode de Casagrande comme le montre le Tableau 4.6. Cette valeur est proche de celles déterminées par [Lima, 2011] et [Nguyen, 2013] puisqu'elles valent respectivement 6 et 5.59 MPa pour des échantillons similaires ayant suivi une procédure d'essai similaire également.

La courbe approche ensuite la SCL qui reflète le comportement d'un matériau surconsolidé à l'état intact. Ceci signifie que l'échantillon de 223 m conserve une structure naturelle très peu endommagée malgré la profondeur.

L'échantillon subit ensuite une déstructuration au fil de l'augmentation de la contrainte. En effet, la Figure 4.27 montre que la courbe rouge converge vers l'ICL, preuve de l'altération de la structure au cours de l'essai oedométrique.

Échantillon	$\Delta e$	$\sigma'_p$ [MPa]	Cc [-]	$\lambda$ [-]	Cs [-]	$\kappa$ [-]
INTACT - 223 m - HP-1	0.282	6	0.339	$1.47 \times 10^{-1}$	$1.21 \times 10^{-1}$	$5.26 \times 10^{-2}$

Tableau 4.6 – Paramètres obtenus via la courbe oedométrique de l'échantillon intact de 223 m - HP

#### 4.1.6.3 Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique

La Figure 4.18a montre que l'augmentation du module oedométrique se fait de façon plus constante en comparaison aux échantillons de surface qui montraient une augmentation du module oedométrique plus marquée à forte contrainte.

Le coefficient de consolidation  $c_v$  qui était estimé de l'ordre de  $0.054 \text{ mm}^2/\text{s}$  à 4 MPa devient de l'ordre de  $0.0037 \text{ mm}^2/\text{s}$  à 32 MPa. Ainsi, ce coefficient diminue bien au fur et à mesure que l'échantillon se densifie, comme le montre la Figure 4.18b.

Sur la Figure 4.18c, la perméabilité hydraulique de l'échantillon diminue également au fil du chargement puisque celle-ci passe de  $2.2 \times 10^{-12}$  à 4 MPa à  $1.89 \times 10^{-14}$  à 32 MPa.

Comme mentionné précédemment, les valeurs de  $c_v$  et de  $k$  présentées sur les graphiques correspondent à la moyenne des résultats obtenus à partir des deux méthodes d'interprétation : Taylor et Casagrande.

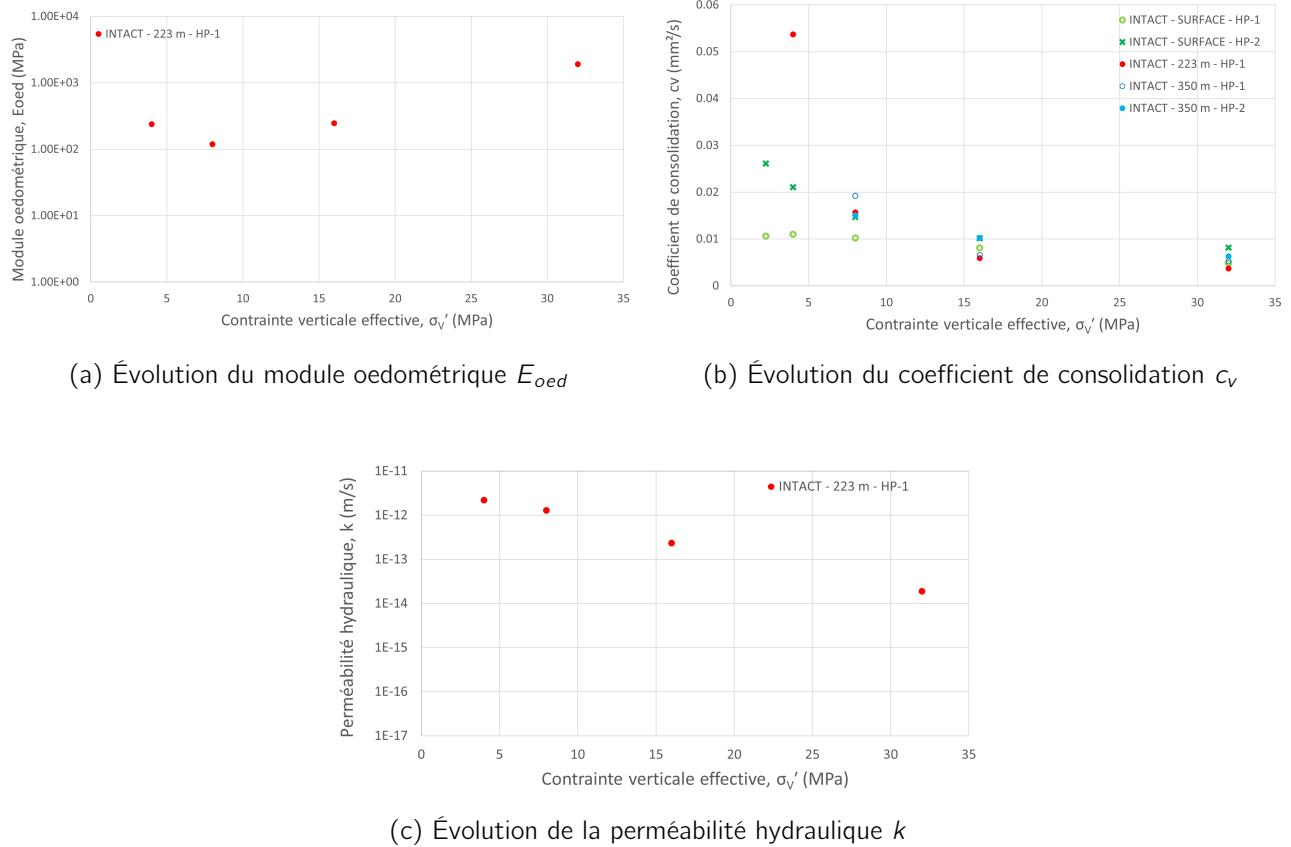


Figure 4.18 – Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur l'échantillon intact de 223 m

#### 4.1.6.4 Résultats de la littérature

Comme le montre la Figure 4.19, les résultats obtenus sont assez cohérents avec ceux obtenus lors des différents travaux sur des échantillons ayant subi des protocoles similaires. En effet, l'indice de compression déterminé dans cette étude est de 0.339, comme l'indique le Tableau 4.6. Cette valeur est identique à celle déterminée par [Dao, 2015] et très proche de celle évaluée par [Lima, 2011] puisque cette dernière est de 0.36. Ceci est montré à la Figure 4.19 puisque la partie de la courbe de chargement suit bien les résultats des autres études.

En effet, la forme de la courbe oedométrique est similaire à celles obtenues dans les autres études telles que [Dao, 2015], [Nguyen, 2013] et [Awarkeh, 2023]. Les écarts entre ces courbes sont dus notamment aux indices de vides initiaux qui diffèrent. Les résultats de [Awarkeh, 2023] et [Dao, 2015] montrent des indices de vides initiaux très proches de celui obtenu dans cette étude. Ceci confirme les données initiales calculées sur les échantillons et indiquées au Tableau 3.5. La phase de déchargement suit également bien les résultats de la littérature, comme indiqué à la Figure 4.19. Ceci indique un indice de gonflement similaire également. De fait, l'indice de gonflement a été déterminé à 0.121 dans ce travail tandis qu'il a été évalué à 0.113 par [Dao, 2015].

La perméabilité hydraulique semble également correcte. En effet, selon [Nguyen, 2013], elle est de l'ordre de  $10^{-12}$  m/s pour un indice de vides de 0.6 pour un échantillon intact provenant également de 223 m de profondeur. Dans cette étude, elle vaut, pour rappel, entre  $1.6$  et  $2.2 \times 10^{-12}$  m/s à 4 MPa. Or, à cette contrainte, l'échantillon possède un indice de vides  $e$  de 0.58.

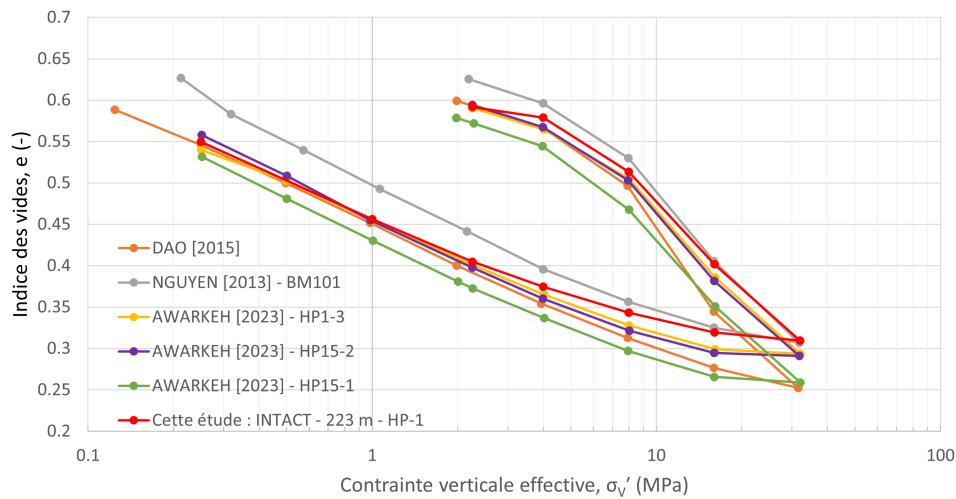


Figure 4.19 – Comparaison avec les courbes oedométriques de la littérature

#### 4.1.7 Échantillons à 350 m de profondeur

Deux échantillons intacts provenant de 350 m de profondeur ont été testés via des essais oedométriques à haute pression. À nouveau, les Figures 4.20 et 4.21 représentent respectivement les résultats de ces essais dans le système d'axes  $e - \sigma'_v$  et le système  $l_v - \sigma'_v$ .

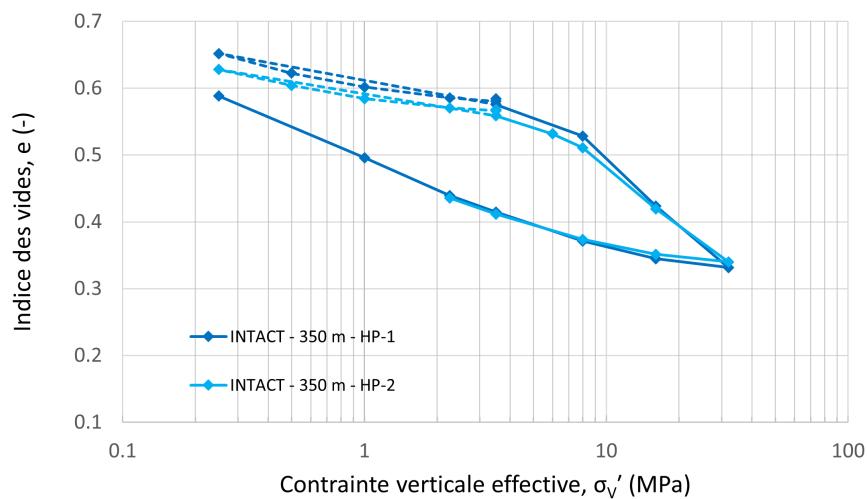


Figure 4.20 – Courbes oedométriques  $e - \sigma'_v$  des échantillons intacts de 350 m - HP

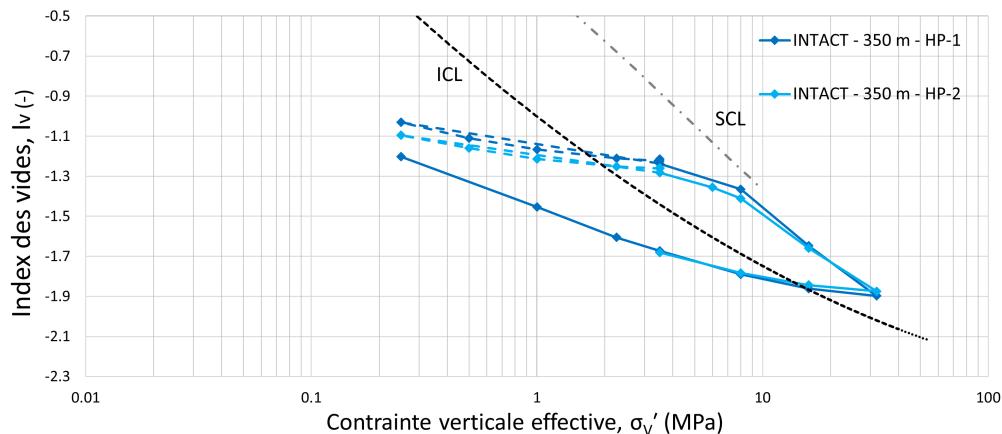


Figure 4.21 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons intacts de 350 m - HP

#### 4.1.7.1 Gonflement

La Figure 4.21 présente les courbes oedométriques normalisées des échantillons prélevés à 350 m de profondeur. Les courbes en pointillé correspondent, à nouveau, aux phases de saturation. Elles ne sont pas horizontales, ce qui prouve le fait qu'un échantillon saturé gonfle lorsqu'il est déchargé en présence d'eau.

Les courbes atteignent un index de vides à la fin de la phase de saturation qui est relativement proche de celui calculé initialement. Ceci prouve à nouveau que les échantillons étaient bien saturés comme indiqué au Tableau 3.6.

#### 4.1.7.2 Contraintes & déformations

Les deux courbes présentes sur la Figure 4.21 sont assez bien parallèles, que ce soit durant leurs phases de saturation, de chargement ou de décharge. Elles commencent à des index de vides différents, ce qui explique qu'elles ne se superposent pas parfaitement à basses contraintes.

La Figure 4.21 montre que les courbes s'approchent de la SCL avant de converger vers l'ICL sous des contraintes plus importantes. Ceci est, à nouveau, signe d'une déstructuration sous une augmentation de contrainte.

La contrainte de préconsolidation de l'échantillon "INTACT – 350 m – HP-1" est estimée à 8 MPa, comme présenté dans le Tableau 4.7. Cette valeur a été déterminée, comme pour les essais précédents, à l'aide de la méthode de Casagrande. Toutefois, la transition entre la phase élastique et plastique s'est avérée particulièrement large, puisque le changement de pente a lieu entre 3.5 et 8 MPa, rendant l'estimation de la contrainte de préconsolidation peu précise.

Afin de réduire cette incertitude et de valider la valeur obtenue, le second essai, soit celui réalisé sur l'échantillon "INTACT – 350 m – HP-2", a été mené avec un palier intermédiaire de 6 MPa entre les deux contraintes citées précédemment.

Cette répétition expérimentale permet non seulement d'obtenir une valeur plus précise de la contrainte de préconsolidation, mais également de renforcer la fiabilité des résultats obtenus.

En effet, la contrainte de préconsolidation estimée pour ce second essai est de 7 MPa. De plus, les indices de compression et de gonflement sont similaires à ceux mesurés sur la courbe du premier essai.

L'indice de compression est de l'ordre de 0.284 tandis que l'indice de gonflement est de  $1.01 \times 10^{-1}$ . Il convient de noter que les coefficients de gonflements  $C_s$  et  $\kappa$ , présents dans le Tableau 4.7 ont été évalués uniquement à partir des pentes entre les paliers compris entre 16 et 2.25 MPa lors de la phase de décharge-ment, l'essai n'ayant pas pu être poursuivi jusqu'à 250 kPa comme son homologue, par manque de temps..

Les variations d'indice de vides  $\Delta e$  des deux échantillons sont du même ordre de grandeur comme indiqué dans le tableau ci-dessous. Bien que les deux échantillons ne présentent pas un indice de vides initial exactement les mêmes, ils atteignent des indices de vides à 32 MPa relativement proches.

Échantillon	$\Delta e$	$\sigma'_p$ [MPa]	$C_c$ [-]	$\lambda$ [-]	$C_s$ [-]	$\kappa$ [-]
INTACT - 350 m - HP-1	0.249	8	0.327	$1.42 \times 10^{-1}$	$1.30 \times 10^{-1}$	$5.66 \times 10^{-2}$
INTACT - 350 m - HP-2	0.219	7	0.284	$1.23 \times 10^{-1}$	$1.01 \times 10^{-1}$	$4.39 \times 10^{-2}$

Tableau 4.7 – Paramètres obtenus via la courbes oedométriques des échantillons intacts à 350 m - HP

#### 4.1.7.3 Coefficient de consolidation et perméabilité hydraulique

La Figure 4.22a montre, à nouveau, que le module oedométrique est plus élevé à 32 MPa comparé à sa valeur à 8 MPa et ce, pour les deux échantillons de 350 m. Pour l'échantillon "INTACT - 350 m - HP-1", le coefficient de consolidation  $c_v$  qui était estimé de l'ordre de  $0.019 \text{ mm}^2/\text{s}$  à 8 MPa devient de l'ordre de  $0.005 \text{ mm}^2/\text{s}$  à 32 MPa. Ainsi, ce coefficient diminue bien au fur et à mesure que l'échantillon se densifie. Pour ce même échantillon, la perméabilité hydraulique diminue également au fil du chargement puisque celle-ci passe de  $6.76 \times 10^{-12} \text{ m/s}$  à 8 MPa à  $1.11 \times 10^{-14} \text{ m/s}$  à 32 MPa. Ces valeurs représentent les moyennes obtenues à partir des résultats des deux méthodes.

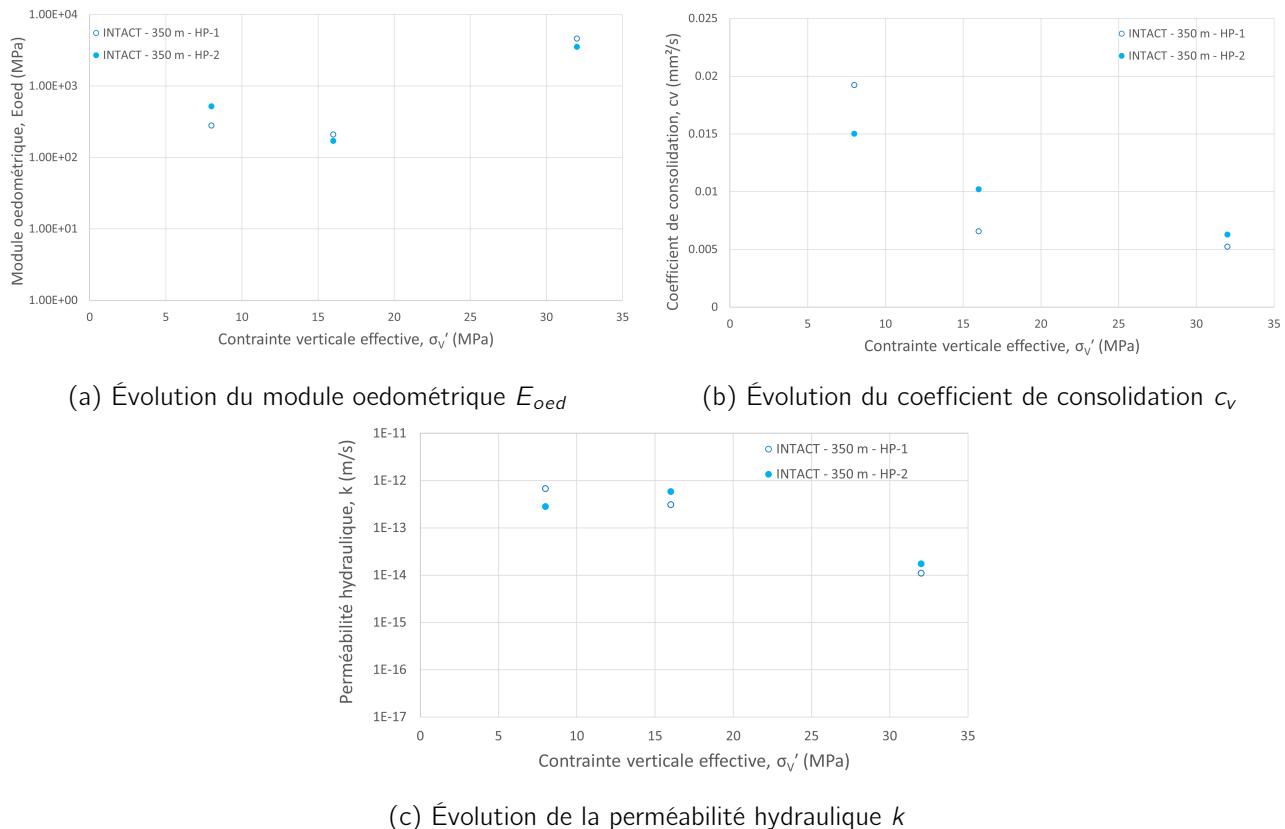


Figure 4.22 – Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts de 350 m

Pour le second échantillon, soit "INTACT - 350 m - HP-2", le coefficient de consolidation  $c_v$  estimé à  $0.015 \text{ mm}^2/\text{s}$  à  $8 \text{ MPa}$ , devient de l'ordre de  $0.006 \text{ mm}^2/\text{s}$  à  $32 \text{ MPa}$ . Sa perméabilité hydraulique diminue également comme attendu puisque celle-ci passe de  $2.83 \times 10^{-13} \text{ m/s}$  à  $8 \text{ MPa}$  à  $1.74 \times 10^{-14} \text{ m/s}$  à  $32 \text{ MPa}$ .

Les différentes valeurs obtenues pour les deux échantillons sont donc globalement du même ordre de grandeur. La cohérence entre HP-1 et HP-2 confirme la reproductibilité et la fiabilité de l'essai.

## 4.1.8 Comparaison

### 4.1.8.1 Échantillons reconstitués selon les trois méthodes - BP

L'analyse des courbes normalisées des échantillons reconstitués de type "SEC", "BOUE" et "REC" permet de mettre en évidence des différences de comportement liées, dès lors, au mode de préparation des échantillons.

En effet, les courbes des échantillons secs et reconstitués à une teneur en eau inférieure à la limite de liquidité  $w_L$  présentent un changement de pente. Autrement dit, la partie quasi-élastique et la partie plastique apparaissent toutes les deux pour ces échantillons. La présence de la partie élastique implique une réduction des pores interagrégats lorsque la contrainte augmente. Ceci ne correspond donc pas encore à une modification de la structure. Celle-ci apparaît durant la phase plastique.

Dès lors, pour les échantillons secs, il semblerait que l'humidification de l'argile sèche sous contraintes n'ait pas permis la dissociation des agrégats. De même, pour les échantillons reconstitués à faible teneur en eau, il semblerait que la quantité d'eau n'ait pas permis la dissociation totale de ces agrégats.

Les courbes normalisées des échantillons de type "BOUE" ne présentent pas de partie élastique. La seule partie visible de la courbe se trouve être la partie plastique. Ceci implique dès lors que le matériau se compacte de manière progressive, sans un changement brusque d'un point de vue structurel. Ce mode de préparation, avec beaucoup d'eau, pourrait ainsi avoir désagrégés les agrégats avant de commencer l'essai oedométrique. Les boues présenteraient dès lors une structure initiale plus dispersée que les deux autres types d'échantillons.

En terme de gonflement, les mêmes observations ont été réalisées pour les échantillons "SEC" et "REC" ( $w < w_L$ ). En effet, il a été conclu que le gonflement est lié à la densité sèche  $\rho_d$  de l'échantillon. Dès lors, pour un même type d'échantillon, ce phénomène est plus important pour des échantillons présentant une densité sèche plus importante. De plus, deux échantillons possédant la même densité sèche et ayant suivi le même mode de préparation subiront des variations de hauteur, dues au gonflement, différentes selon la contrainte qui leur est appliquée. De fait, l'échantillon soumis à une faible contrainte gonflera plus que celui soumis à une contrainte élevée.

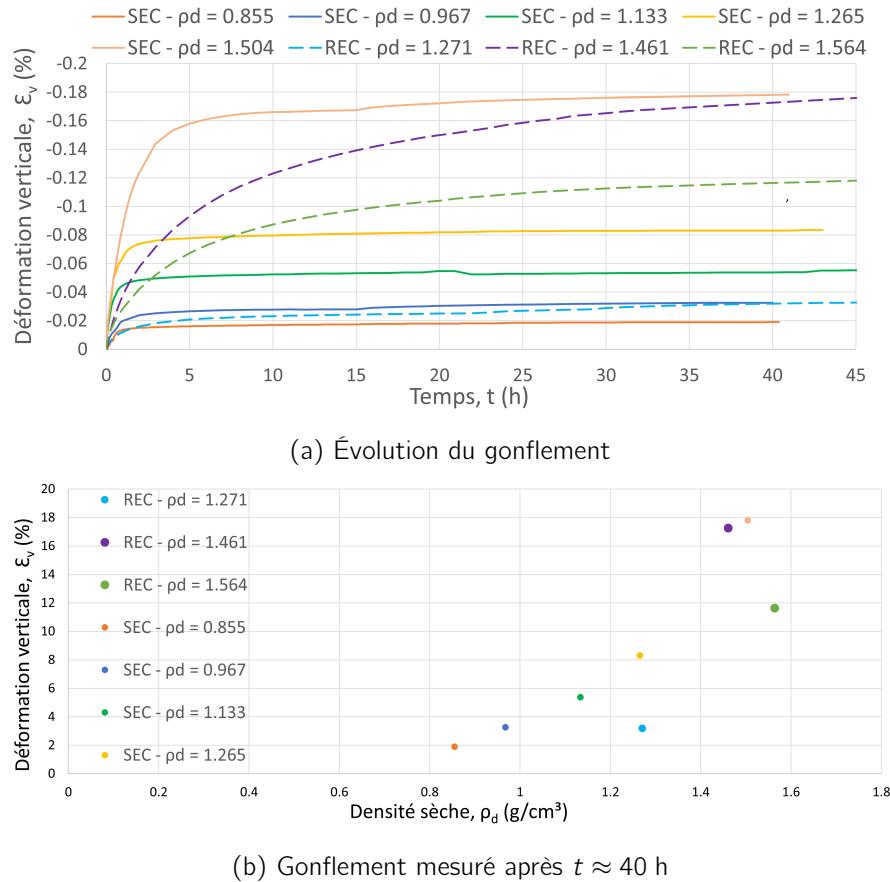


Figure 4.23 – Gonflement libre des échantillons "SEC" et "REC"

Il est également intéressant de voir l'impact du mode de préparation sur le gonflement que subit l'échantillon. Pour ce faire, il suffit de comparer le gonflement mesuré pour deux échantillons présentant des densités sèches proches mais ayant suivi des modes de préparation différents. C'est le cas par exemple des échantillons "REC -  $\rho_d = 1.271$ " et "SEC -  $\rho_d = 1.265$ ". Parmi ces deux échantillons, c'est celui préparé à sec qui subit la variation de hauteur la plus importante comme le montre la Figure 4.23b. En effet, on y voit sur cette image que le point jaune est situé bien au-dessus du point bleu clair. La différence entre ces deux échantillons réside notamment dans leur teneur en eau. Il semblerait donc que la densité sèche mais aussi la teneur en eau aient un impact sur le gonflement. Il est donc cohérent de conclure que plus la densité sèche est élevée et la teneur en eau est faible, plus la capacité de gonflement de l'échantillon sera importante. Ceci est confirmé par les travaux de [Villar & Lloret, 2008] comme cité précédemment dans la section 4.1.1.1.

Ces observations sont également confirmées sur base de la comparaison des échantillons "REC -  $\rho_d = 1.564$ " et "SEC -  $\rho_d = 1.504$ ". En effet, bien que l'échantillon sec présente une densité sèche plus faible, le gonflement mesuré est plus important que celui de l'échantillon reconstitué à  $w < w_L$  et plus dense.

De plus, en observant la Figure 4.23a, il semblerait que le gonflement des échantillons de type "SEC" atteigne plus rapidement la stabilisation. Autrement dit, les échantillons préparés à sec gonflent plus vite.

Les échantillons de type "BOUE" ne présentent, quant à eux, aucun gonflement puisqu'ils sont complètement saturés avant même de commencer l'essai oedométrique.

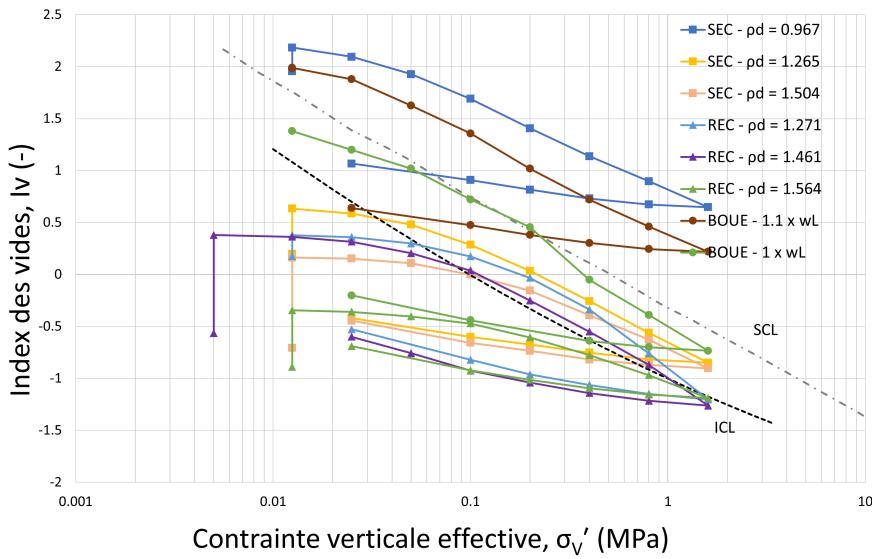


Figure 4.24 – Courbes oedométriques normalisées des échantillons reconstitués selon les 3 méthodes

Comme le montre la Figure 4.24, bien que les deux échantillons secs les plus denses semblent converger vers l'ICL, la position de leurs courbes oedométriques, même à 1.6 MPa, reste supérieure à cette droite de référence. Les échantillons reconstitués à une faible teneur en eau, eux, voient leurs courbes oedométriques normalisées s'approcher davantage de cette même droite. En effet, l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " pourrait vraiment suivre l'ICL si l'essai était effectué à des contraintes plus élevées.

Après saturation, la Figure 4.24 montre que l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.967$ " possède une courbe oedométrique normalisée très similaire à celle de l'échantillon "BOUE -  $1.1 \times w_L$ ". De fait, cette dernière courbe possède un indice de compression de 0.327 tandis qu'il est de 0.320 pour l'échantillon sec, comme indiqués dans les Tableaux 4.2 et 4.1. De plus, les indices de gonflement sont de  $9.60 \times 10^{-2}$  et  $9.64 \times 10^{-2}$  pour respectivement, l'échantillon de type "BOUE" et celui de type "SEC".

#### 4.1.8.2 Échantillons reconstitués à faible teneur en eau et échantillons intacts de surface - BP

L'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " a été réalisé, pour rappel, dans le but de s'approcher de la densité naturelle de l'argile de Boom à 223 m. L'indice de vides initial  $e_0$  était de 0.704 tandis qu'il est de 0.64 à l'état naturel à 223 m de profondeur.

Les échantillons de surface testés sur les essais à basse pression présentent, quant à eux, des paramètres similaires à ceux de l'échantillon reconstitué en question. En effet, le Tableau 3.6 montre que les densités sèches  $\rho_d$  de ces échantillons sont de 1.577 et 1.592 g/cm<sup>3</sup>. De plus, leurs indices de vides initiaux  $e_0$  sont de, respectivement, 0.690 et 0.674.

Ainsi, il semble cohérent de comparer l'échantillon "REC -  $\rho_d = 1.564$ " avec les échantillons de surface.

Ces résultats apparaissent sur la Figure 4.25. Ceux-ci montrent que les échantillons reconstitués à faible teneur en eau et les échantillons intacts de surface atteignent des index de vides très similaires à 1.6 MPa. Il semblerait également que les échantillons "REC -  $\rho_d = 1.564$ " et ceux de surface continuent à suivre l'ICL s'ils sont soumis à des contraintes plus importantes.

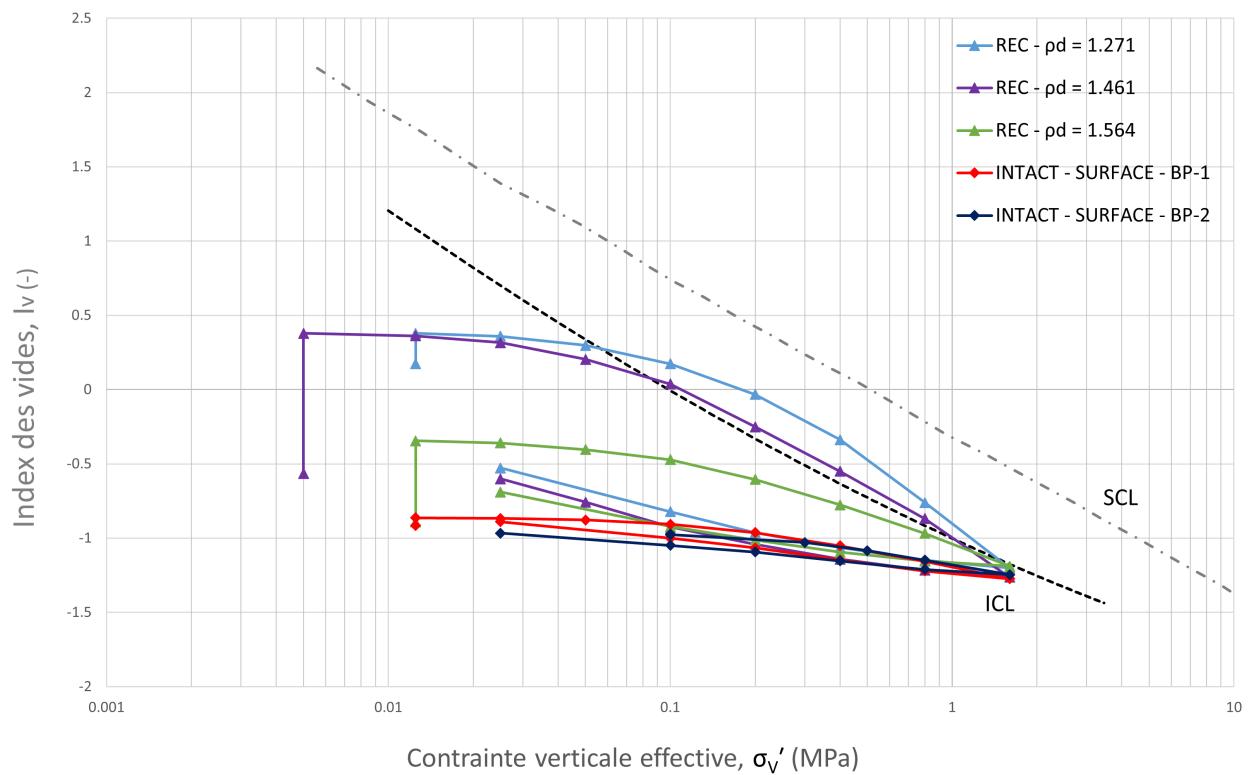


Figure 4.25 – Courbes oedométriques des échantillons de type "REC" ( $w < w_L$ ) et de surface intacts - BP

#### 4.1.8.3 Échantillons intacts de surface - BP & HP

À partir de 300 kPa, la Figure 4.26 montre clairement que les courbes de compression possèdent la même pente puisque la phase de chargement est presque parallèle pour les différents essais. En effet, les Tableaux 4.4 et 4.5 indiquent que les indices de compression sont de 0.198 et 0.208 pour les essais à basse pression, tandis qu'ils sont de 0.182 et 0.194 pour les essais à haute pression.

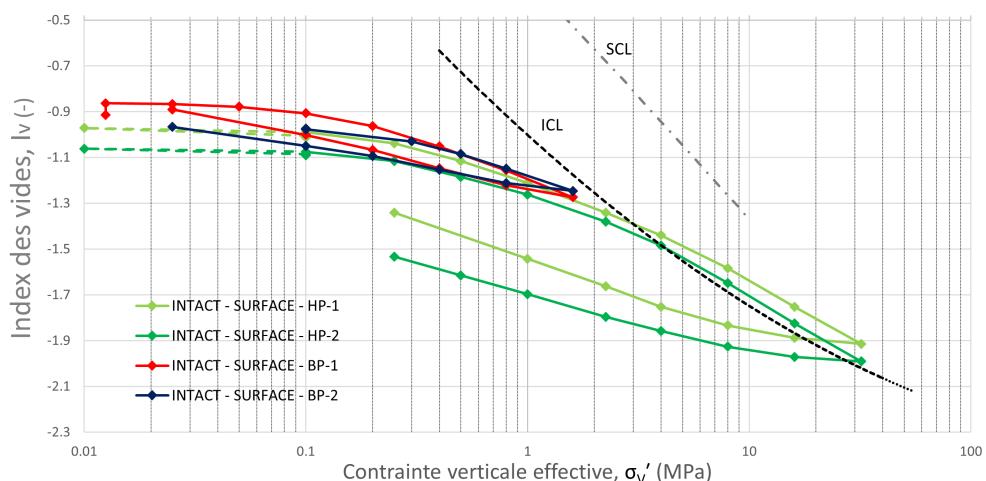


Figure 4.26 – Échantillons intacts de surface - BP & HP

Les parties rigides des courbes présentent également une pente du même ordre de grandeur pour les trois échantillons ayant suivi le même protocole d'essai, c'est-à-dire les échantillons "INTACT - SURFACE - BP-2", "INTACT - SURFACE - HP-1" et "INTACT - SURFACE - HP-2". Il est également intéressant de comparer les contraintes de préconsolidation obtenues pour ces trois échantillons. Les essais oedométriques à haute pression ont permis de déterminer des contraintes de préconsolidation de 0.9 et 1.1 MPa comme indiqué dans le Tableau 4.5. L'échantillon testé sur l'essai oedométrique basse pression a, quant à lui, permis de trouver une contrainte de préconsolidation de 380 kPa. Cette différence s'explique par le type d'essai effectué (à basse ou à haute pression). En effet, puisque l'essai à haute pression permet d'atteindre des contraintes allant jusqu'à 32 MPa, la droite tangente aux points de chargement, tracée dans le cadre de la méthode de Casagrande, passe par plus de points lorsqu'elle est tracée pour un essai à haute pression comparé à lorsqu'elle est tracée pour un essai à basse pression. De plus, la transition entre régime élastique et plastique semble davantage se produire entre 250 kPa et 4 MPa sur base des courbes oedométriques vertes sur la Figure 4.14. Dès lors, c'est la contrainte établie lors des essais à haute pression qui semble la plus précise. La contrainte de préconsolidation des échantillons de surface est donc de l'ordre de 1 MPa.

Les courbes des essais à basse pression s'alignent bien avec celles des essais à haute pression. Les résultats des essais à basse pression peuvent donc être considérés comme étant fiables.

Tous les essais réalisés sur des échantillons de surface intacts montrent une convergence vers l'ICL. Ce comportement est typique d'une déstructuration progressive d'un sol. Cependant, puisque les courbes ne s'approchent pas de la SCL dans un premier temps, il semble que la structure initiale soit déjà différente de celle complètement intacte. Les échantillons provenant de la surface pourraient dès lors avoir subi une déstructuration avant le début de l'essai, soit *in situ*, et que cette déstructuration a été poursuivie durant les essais oedométriques.

En effet, les échantillons présents de nos jours à la surface étaient il y a des millions d'années situés en profondeur. Différents événements ont provoqué l'inclinaison de la couche d'argile de Boom et ainsi l'exposition, par endroits, de celle-ci à la surface comme montré à la Figure 2.18. L'argile présente en surface a dès lors subi un déconfinement important fait en partie sous eau. Elle a donc gonflé et subi une déstructuration.

#### 4.1.8.4 Échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs - HP

La Figure 4.27 reprend toutes les courbes oedométriques normalisées obtenues à partir des essais oedométriques à haute pression réalisés sur des échantillons à l'état intact.

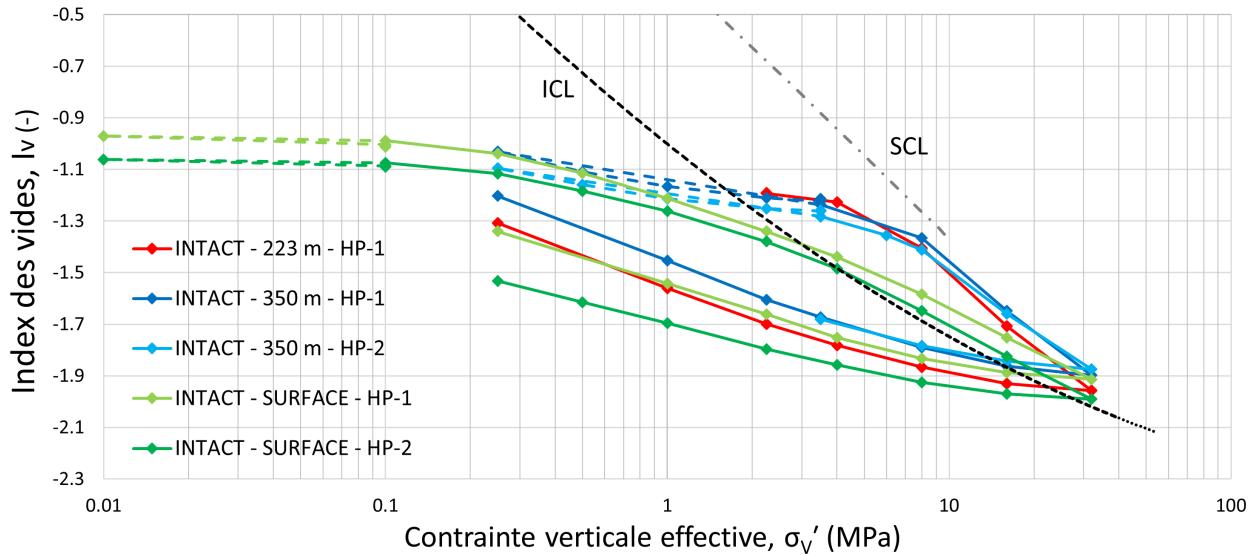


Figure 4.27 – Courbes oedométriques des échantillons intacts - HP

Comme cette figure l'indique, les courbes correspondant aux échantillons de surface débutent à des index de vides plus importants que les échantillons provenant de 223 et 350 m de profondeur. Ceci semble indiquer une structure plus lâche, sûrement avec une macroporosité plus importante.

Après saturation, la courbe relative à l'échantillon de 350 m de profondeur débute à un niveau d'index de vides légèrement plus bas que l'échantillon de 223 m de profondeur. Cette différence est liée à la structure initiale de l'échantillon et donc à la profondeur de prélèvement des échantillons. L'échantillon de 350 m de profondeur est légèrement plus consolidé et donc possède moins de vides.

La courbe relative à l'échantillon de 350 m suit assez bien la courbe de l'échantillon de 223 m. Cependant, elle semble s'approcher davantage de la SCL par rapport à la courbe rouge.

Les 4 courbes convergent vers l'ICL, signe, à nouveau, d'une déstructuration progressive.

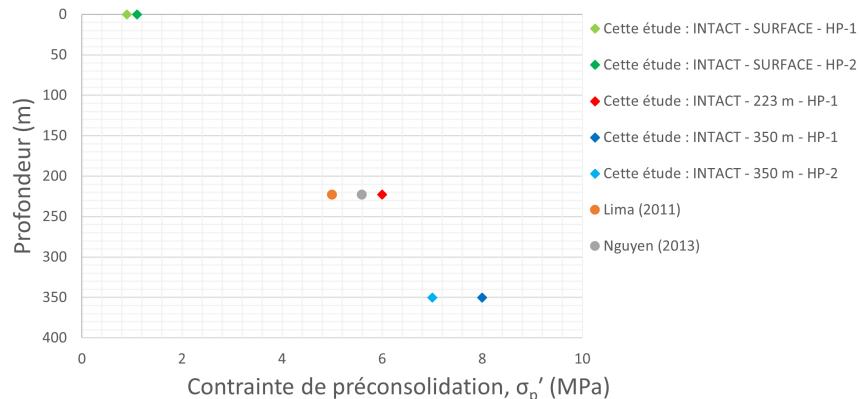


Figure 4.28 – Contraintes préconsolidation en fonction de la profondeur

La Figure 4.28 illustre l'évolution de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  avec la profondeur des échantillons à l'état intact testés sur l'essai oedométrique haute pression. Cette contrainte particulière augmente donc avec la profondeur. Ceci est cohérent d'un point de vue géomécanique. En effet, plus la profondeur de

prélèvement de l'échantillon augmente, plus la contrainte verticale effective, que celui-ci subit, augmente également. Cette contrainte verticale est due au poids des couches situées au-dessus de ce dernier.

La contrainte de préconsolidation des échantillons prélevés en surface est nettement plus faible que celle observée pour les échantillons issus de 223 et 350 m de profondeur. Ceci s'explique par l'altération qu'a subie l'argile en étant exposée à la surface. En effet, les phénomènes de décharge, d'érosion ou encore de gonflement ont pu fortement modifier la structure initiale du sol et ainsi "effacer" son historique de chargement.

Le phénomène de gonflement est particulièrement connu pour modifier ou effacer la contrainte maximale que le sol a subie par le passé, soit sa contrainte de préconsolidation [Sultan et al., 2010]. En effet, un gonflement survenant sous de faibles contraintes peut profondément altérer la structure des argiles. Dans le cas des argiles gonflantes telles que l'argile de Boom, ce phénomène entraîne une diminution notable de la contrainte de préconsolidation [Sultan et al., 2010].

Le comportement des paramètres  $E_{oed}$ ,  $c_v$  et  $k$  avec l'augmentation de contraintes est bien vérifié pour les différents paramètres comme le montre la Figure 4.29. En effet, globalement, les résultats montrent bien une augmentation du module oedométrique ainsi qu'une diminution de la perméabilité hydraulique et du coefficient de consolidation au fil de l'augmentation des contraintes appliquées.

En terme de perméabilité hydraulique, celle des échantillons de surface semble plus faible à 16 et 32 MPa que celle des échantillons de 223 et 350 m de profondeur. Ceci semble cohérent puisque les modules oedométriques des échantillons de surface sont également plus élevés que ceux des autres échantillons sous ces mêmes contraintes.

La Figure 4.29b montre une nette diminution du coefficient de consolidation  $c_v$ . Cette figure montre également que tous les échantillons possèdent des coefficients fort proches sous des contraintes de 16 et 32 MPa.

Les échantillons de 223 et 350 m présentent des paramètres très similaires, ce qui confirme les comportements homologues de ces échantillons.

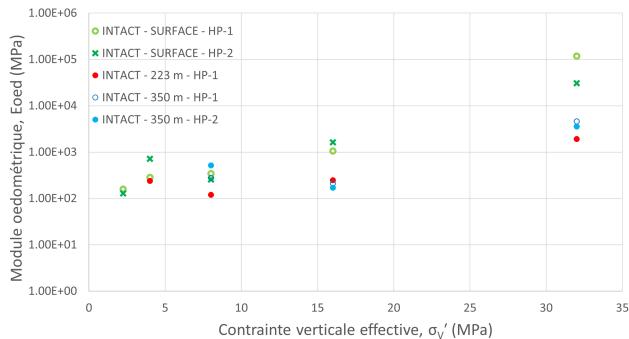
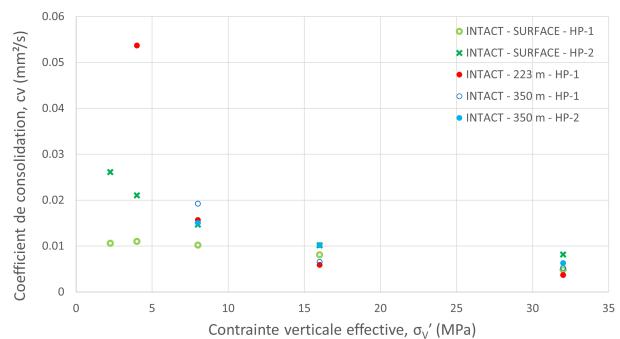
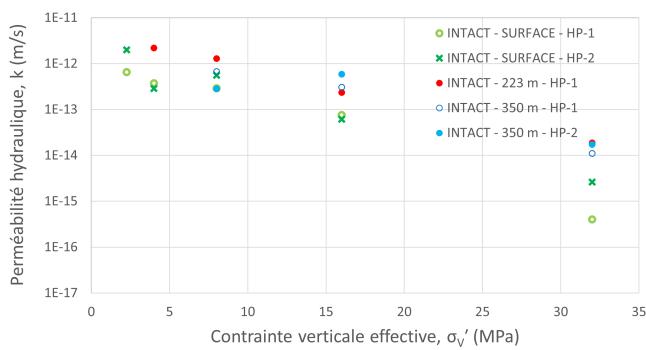
(a) Évolution du module oedométrique  $E_{oed}$ (b) Évolution du coefficient de consolidation  $c_v$ (c) Évolution de la perméabilité hydraulique  $k$ 

Figure 4.29 – Évolution du module oedométrique, du coefficient de consolidation et de la perméabilité hydraulique au cours de l'essai oedométrique HP sur les échantillons intacts

## 4.2 Porosimétrie au mercure

L'essai de porosimétrie au mercure réalisé par CARPORVISU du département de chimie de l'Université de Liège permet de détecter des pores dont le plus petit diamètre est de  $0.0038 \mu\text{m}$ . Les pores de dimensions inférieures ne sont pas atteints par le mercure. Dès lors, l'indice de vides estimé par cet essai est inférieur à l'indice de vides réel.

Le programme des essais de porosimètre au mercure est indiqué au Tableau 3.7.

### 4.2.1 Échantillons intacts provenant de la surface

Comme illustré à la Figure 4.30a, la courbe en trait plein, correspond à l'échantillon de surface à l'état intact n'ayant subi aucun essai, présente une distribution bimodale avec une famille principale de pores centrée en  $2.3 \mu\text{m}$ . Un second pic bien plus plat est aussi visible dans les micropores aux environs de  $0.05 \mu\text{m}$ . La forte proportion de macropores s'apparente à une structure poreuse plus ouverte. Ceci semble correspondre à un matériau peu compacté cohérent avec une origine proche de la surface. La porosité totale obtenue par le MIP est d'environ 32 %. Pour rappel, cette porosité est sous-estimée puisque l'essai ne permet pas d'atteindre les pores ayant un diamètre inférieur à  $0.0038 \mu\text{m}$ .

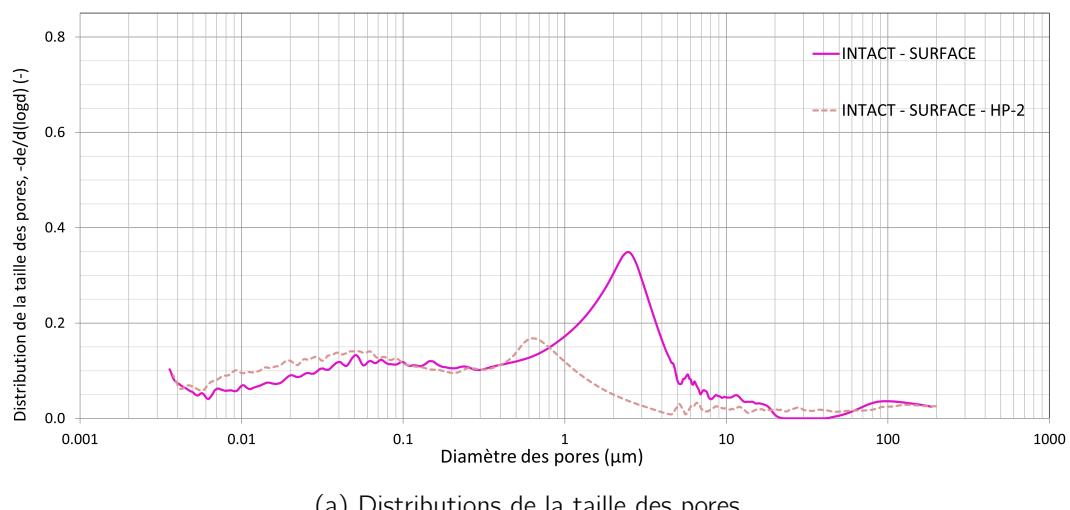
L'argile actuellement présente en surface provient probablement de niveaux plus profonds dans le passé. Sa structure actuelle résulterait donc de modifications liées à son exposition en surface. Le pic élargi observé dans la zone des micropores pourrait ainsi refléter les vestiges de sa structure d'origine tandis que le

pic observé dans la zone des macropores traduirait une altération ou une désagrégation liée aux conditions de surface.

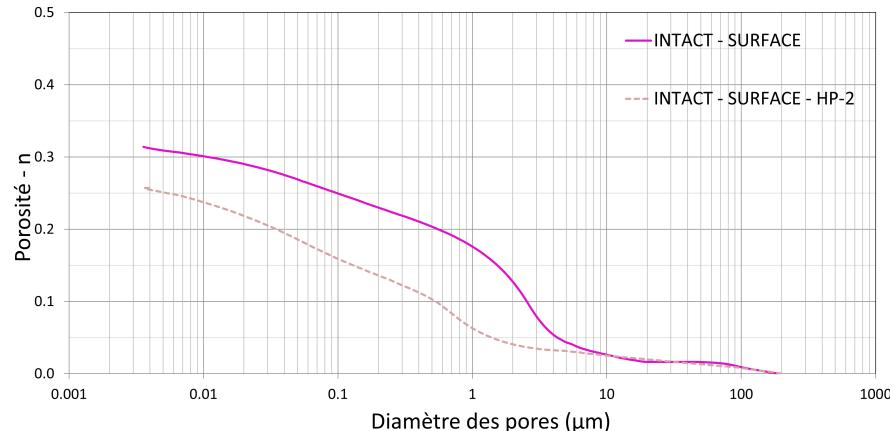
Les courbes en pointillés présentes sur les Figures 4.30a et 4.30b correspondent aux résultats de l'échantillon "INTACT - SURFACE - HP-2". La courbe correspondant à cet échantillon sur la Figure 4.30a montre également une distribution qualifiée de bimodale. Cette distribution montre une famille de pores centrée en 0.05 µm et une seconde, moins marquée, centrée en 0.6 µm. La Figure 4.30b montre également que la porosité totale est bien réduite puisque celle-ci est d'environ 25 %. Pour rappel, elle était de 32 % pour l'échantillon non chargé.

En comparant les résultats des échantillons chargés et non chargés, il semble que l'essai oedométrique ait fermé une partie de la macroporosité puisque le pic initialement centré en 2.3 µm se trouve à présent en 0.6 µm. De plus, l'intensité du pic s'est réduite. L'essai oedométrique entraîne ainsi une réduction simultanée de la taille des pores et de leur nombre.

La distribution des micropores ne semble pas impactée puisque le pic est centré en 0.05 µm pour les deux échantillons. Il semble donc que l'essai oedométrique ait permis de réduire la macroporosité, puisque le pic s'est déplacé vers la gauche, tandis qu'il n'a eu aucun impact sur la microporosité.



(a) Distributions de la taille des pores



(b) Courbes d'intrusion

Figure 4.30 – MIP - échantillons de la surface à l'état intact

#### 4.2.2 Échantillons intacts à 223 m de profondeur

Les résultats de porosimétrie au mercure montrés aux Figures 4.31a et 4.31b correspondent à des échantillons provenant de 223 m à l'état intact. Les courbes en trait plein correspondent aux résultats des échantillons n'ayant subi aucun essai, tandis que les courbes en traits pointillés correspondent aux résultats de l'échantillon ayant subi un essai oedométrique à haute pression.

Pour les échantillons non chargés, une distribution unimodale peut clairement être identifiée à la Figure 4.31a. Celle-ci correspond à une famille de pores centrée en 0.07, 0.08, 0.09 et 0.1 µm pour respectivement "INTACT - 223 m - C1B3b", "INTACT - 223 m - C1B1", "INTACT - 223 m - C1B3a" et "INTACT - 223 m". À part la hauteur du pic principal, le reste de la courbe présente un profil relativement similaire pour l'ensemble des échantillons, avec une présence très limitée de macropores ( $> 1 \mu\text{m}$ ), ce qui est typique d'une argile fortement compacte. En effet, la Figure 4.31b montre que la majorité des pores sont inférieurs à 0.1 µm, indiquant une microporosité dominante pour l'ensemble des échantillons.

Les échantillons C1B1, C1B3a et C1B3b proviennent de différentes parties d'une même carotte portant la référence "CG78-79W\_core35\_section35.1". L'échantillon "INTACT - 223 m" provient quant à lui d'une autre carotte, portant la référence "CG78-79W\_core37\_section37.2".

La Figure 4.31b montre que l'échantillon "INTACT - 223 m - C1B3b" présente la porosité la plus faible parmi l'ensemble des échantillons non chargés, avec une valeur de 25 %, tandis que les deux autres issus de la même carotte affichent une porosité avoisinant les 30 %. Cela indique que cet échantillon est plus dense que les autres provenant de la même carotte. L'échantillon "INTACT - 223 m" présente, quant à lui, la porosité la plus élevée parmi les échantillons n'ayant subi aucun chargement puisque celle-ci avoisine les 34 %. Cela semble indiquer que l'échantillon est moins dense que les autres.

Malgré quelques différences, la structure des différents échantillons non chargés montre les mêmes tendances. Globalement, ces échantillons prélevés à 223 m de profondeur à l'état intact présentent donc une distribution unimodale avec une famille de pores centrée en  $\approx 0.09 \mu\text{m}$ . La distribution des pores ainsi que la porosité totale montrent quelques variations qui peuvent s'expliquer par des conditions locales différentes, ayant un impact important sur les échantillons de petite taille comme c'est le cas pour ce type d'essai.

Les résultats de l'essai de porosimétrie par injection au mercure réalisé sur l'échantillon "INTACT - 223 m - HP-1" donc celui ayant subi un essai oedométrique, montrent que celui-ci possède une distribution bimodale avec une famille de micropores centrée en 0.04 µm et une famille de macropores centrée en 2 µm. Il peut être dit que l'essai oedométrique tend à réduire la porosité totale puisque celle-ci a été mesurée à 35% sur l'échantillon non chargé provenant de la même carotte, soit l'échantillon "INTACT - 223 m", tandis qu'elle est de 25% pour l'échantillon chargé. L'essai oedométrique permet également de fermer la microporosité puisque le pic présent initialement dans les micropores illustré à la Figure 4.31a tend à se décaler vers la gauche, soit à se centrer sur des pores de plus petites dimensions.

Le pic présent dans les macropores semble davantage résulter de la phase de déchargement. En effet, il résulterait d'un gonflement suite à la diminution de contrainte effectuée lorsque l'échantillon est toujours en contact avec de l'eau.

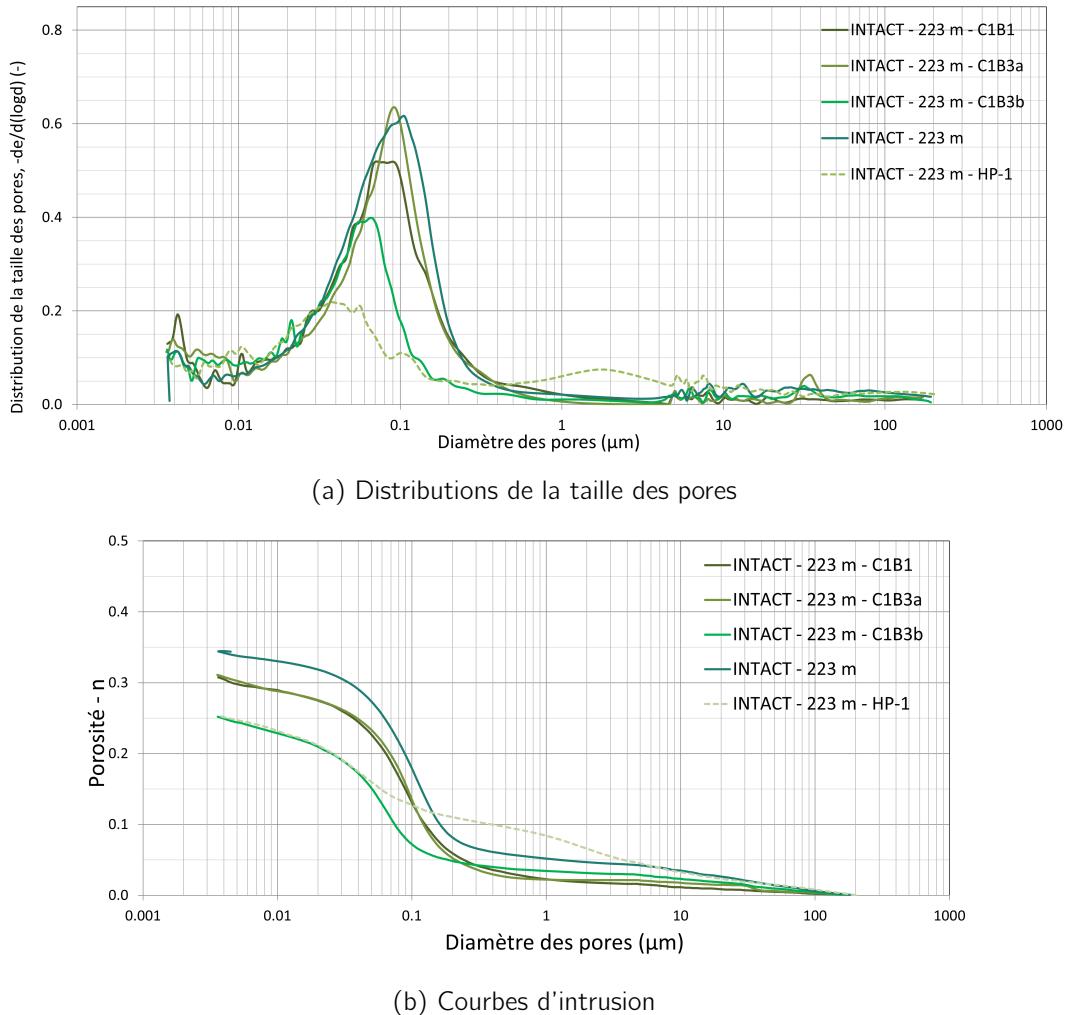


Figure 4.31 – MIP - échantillons de 223 m à l'état intact

### 4.2.3 Échantillons intacts à 350 m

Sur la Figure 4.32a, la courbe relative à l'échantillon "INTACT - 350 m", soit celui n'ayant subi aucun chargement, suit une distribution unimodale avec une famille de pores centrée en 0.9  $\mu\text{m}$ . Cet échantillon est donc riche en micropores tandis que les macropores sont presque absents. Cette distribution est cohérente avec une profondeur importante et donc une compaction plus importante. La porosité totale est d'environ 30 % comme montré à la Figure 4.32b.

L'échantillon "INTACT - 350 m - HP-1" correspond à l'échantillon ayant subi un essai oedométrique à haute pression. En effet, celui-ci a subi un chargement jusqu'à 32 MPa suivi d'un déchargement jusqu'à 250 kPa. La courbe correspondant à cet échantillon est en pointillés sur les deux images de la Figure 4.32. Les résultats de porosimétrie au mercure de cet échantillon montrent une distribution bimodale avec une famille de micropores centrée en 0.05  $\mu\text{m}$  ainsi qu'une famille de macropores centrée en 3  $\mu\text{m}$ .

L'essai oedométrique révèle, par comparaison avec un échantillon non chargé, une augmentation de la macroporosité et une fermeture des micropores. En effet, le pic dans la zone de micropores est centré en 0.05  $\mu\text{m}$  pour l'échantillon chargé alors qu'il est centré en 0.09  $\mu\text{m}$  pour l'échantillon "INTACT - 350 m". Le pic s'est donc déplacé vers la gauche sur le graphique de la Figure 4.32a.

Les deux échantillons, c'est-à-dire celui chargé et non chargé, présentent une porosité totale très similaire de l'ordre de 30 %. Ceci est cohérent avec la Figure 4.20 qui montre que la courbe oedométrique revient quasi à l'indice des vides initial après décharge pour l'échantillon testé via l'essai de porosimétrie au mercure, soit l'échantillon "INTACT - 350 m - HP-1". La répartition de la porosité est, quant à elle, différente, comme illustré à la Figure 4.32b. En effet, l'échantillon chargé montre une courbe plus étalée avec une plus grande contribution des macropores. Ainsi, la distribution de la taille des pores est significativement modifiée.

Le changement au niveau du pic dans la zone de micropores semble s'expliquer par le chargement qu'a subi l'échantillon. En effet, une augmentation de la contrainte verticale effective a pour effet de fermer les micropores. Ceux-ci sont alors de plus petites dimensions et le pic se déplace donc vers la gauche sur la Figure 4.32a, comme expliqué précédemment.

L'augmentation de la macroporosité peut s'expliquer, quant à elle, par la phase de décharge qui a subi l'échantillon. Il est également intéressant de noter que cette phase a lieu alors que l'échantillon est toujours en contact avec de l'eau. Ainsi, lors de la diminution de la contrainte, l'eau peut pénétrer l'échantillon et participer au développement de macropores.

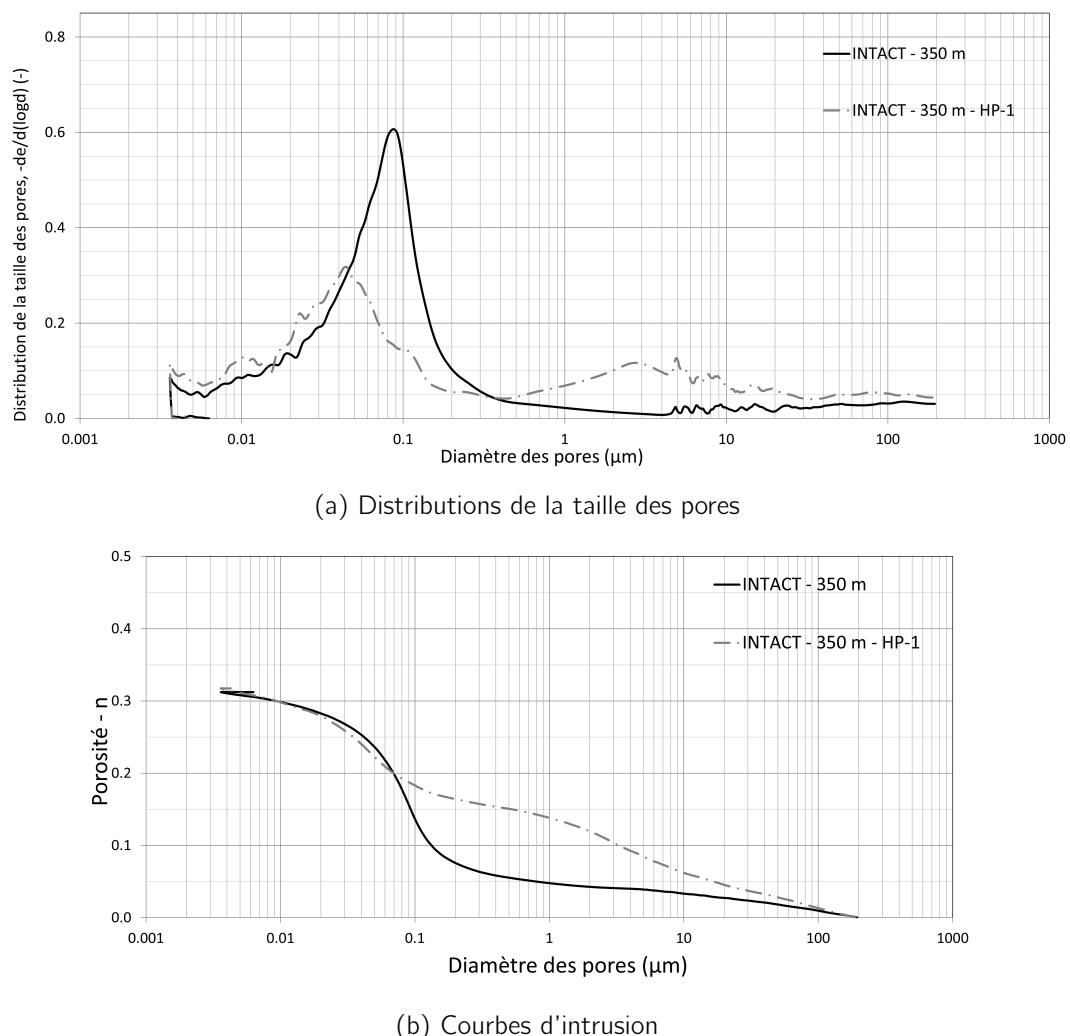


Figure 4.32 – MIP - échantillons de 350 m à l'état intact

#### 4.2.4 Échantillons "SEC"

Les échantillons de type "SEC" sont initialement plus hétérogènes puisque ce sont des matériaux préparés à sec et humidifiés par la suite sous une contrainte de 12.5 kPa. La distribution bimodale de ces échantillons, montrée à la Figure 4.33a, confirme ceci. En effet, ces échantillons possèdent deux familles de pores, l'une centrée en 0.2 µm et l'autre centrée en 23 µm. La structure semble donc davantage s'apparenter à des agrégats entourés de macropores. Pour rappel, ces échantillons ont subi un essai oedométrique à basse pression comme annoncé au Tableau 3.7.

La porosité totale avoisine les 42 % pour les deux échantillons, comme indiqué à la Figure 4.33b. De plus, leurs courbes d'intrusion, visibles à la Figure 4.33a montrent les mêmes tendances. Il est étonnant de trouver la même porosité totale lors de l'essai de porosimétrie au mercure puisque la porosité réelle est quand même bien différente. En effet, la porosité finale obtenue après l'essai oedométrique, diffère pour les deux échantillons comme le montre la Figure 4.2. De fait, les indices de vides à 25 kPa en décharge sont de 0.868 et 1.427 pour respectivement les échantillons "SEC -  $\rho_d = 1.504$ " et "SEC -  $\rho_d = 0.967$ ".

Les résultats de porosimétrie au mercure (MIP) des échantillons préparés à sec montrent que ceux-ci présentent une structure résiduelle. En effet, puisque l'essai oedométrique à basse pression permet d'atteindre une contrainte de seulement 1.6 MPa, celui-ci ne semble pas impacter de façon significative la microporosité. Les courbes de distributions de la taille des pores voient donc seulement leur pic présent dans les macropores être impacté par l'essai. La distribution bimodale était dès lors présente initialement. Ceci confirme que le remaniement n'a donc pas permis d'effacer complètement la structure naturelle.

Le fait que le pic dans la zone de macropores de l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 1.504$ " est supérieur à celui de l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.967$ " semble s'expliquer à nouveau par le gonflement subi lors de la phase de déchargement. En effet, le gonflement est plus important pour des échantillons plus denses, résultant en une quantité plus importante de macropores puisque ce phénomène tend à ouvrir les macropores.

Le pic présent dans les micropores est, quant à lui, plus important pour l'échantillon "SEC -  $\rho_d = 0.967$ " que pour son homologue plus dense. De fait, dans un matériau plus dense, le compactage réduit ces pores intra-agrégats, ce qui se traduit par un volume de micropores plus faible et donc un pic moins marqué dans cette gamme de tailles.

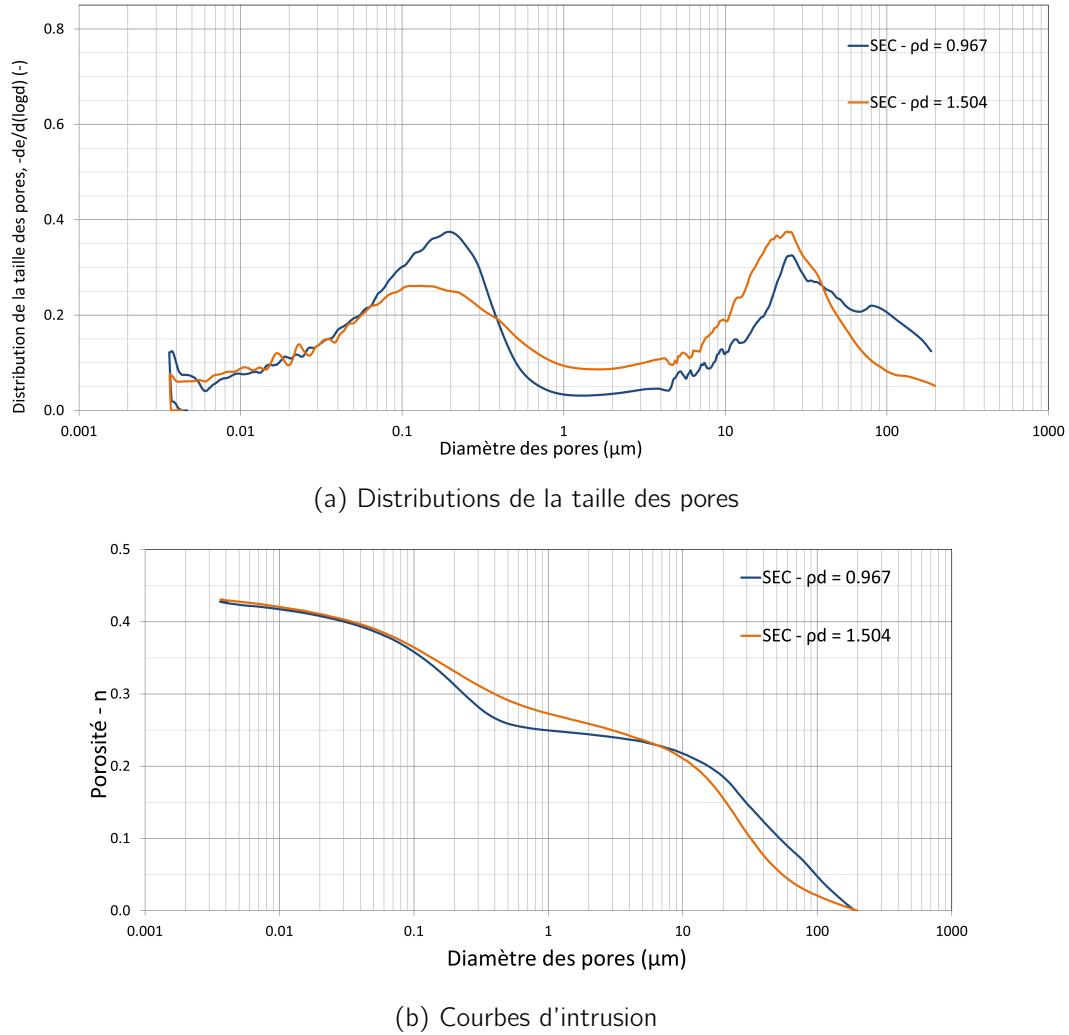


Figure 4.33 – MIP - échantillons de type "SEC"

#### 4.2.5 Échantillon "BOUE"

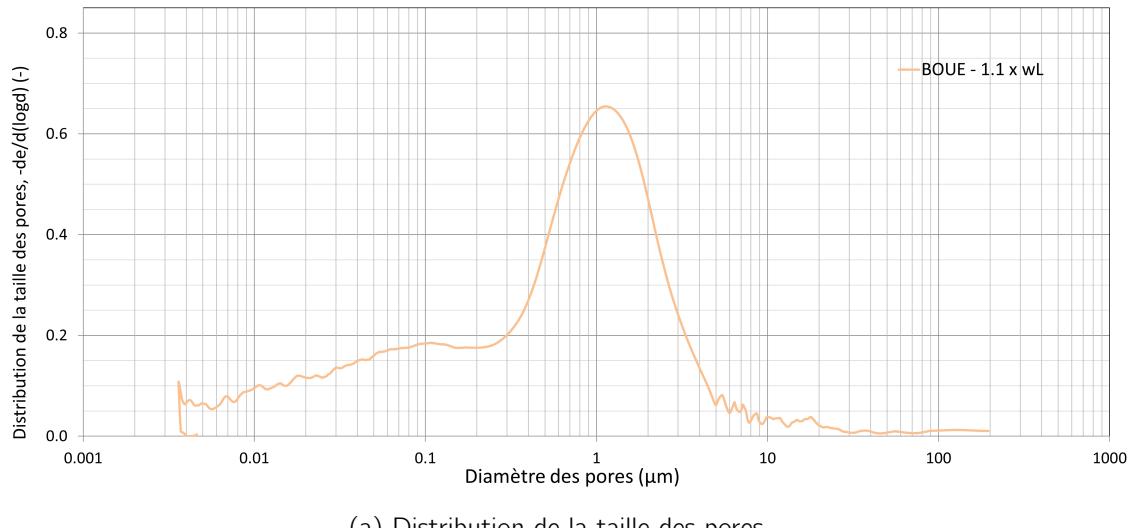
L'échantillon "BOUE -  $1.1 \times w_L$ " présente une distribution qui pourrait être qualifiée d'unimodale avec une famille de macropores centrée en  $1 \mu\text{m}$ , comme indiqué à la Figure 4.34a. Il est intéressant de noter qu'elle présente également une quantité importante de micropores. En effet, un pic d'amplitude bien plus faible que le premier est centré en  $0.1 \mu\text{m}$ . La structure semble donc plus homogène qu'hétérogène. Selon la Figure 4.34b, la porosité totale de l'échantillon de type "BOUE" est de 44 %.

Vu la teneur en eau importante de l'échantillon lors de sa préparation, il semble cohérent de dire que les agrégats présents dans l'argile sèche ont été désagrégés. L'échantillon peut donc être considéré comme ayant une structure déjà homogène et dispersée avant l'essai oedométrique.

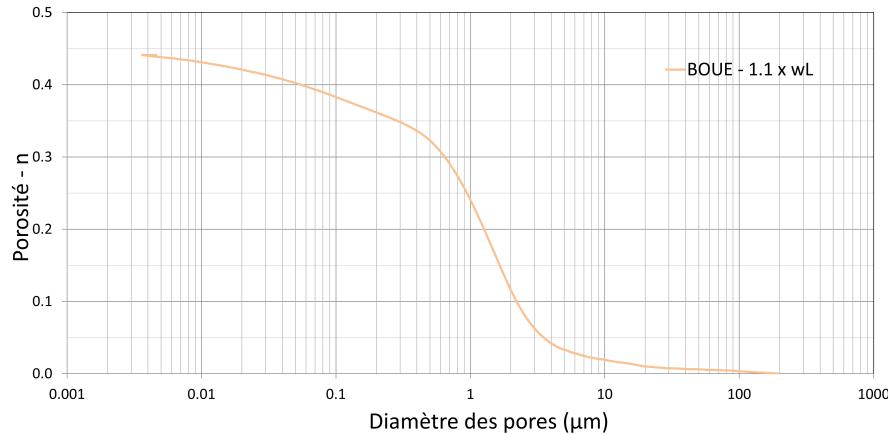
Lors de l'essai oedométrique à basse pression, la contrainte verticale maximale appliquée (1.6 MPa) restant relativement faible, elle ne paraît pas suffisante pour provoquer une fermeture significative des micropores. Cet essai affecte donc prioritairement les macropores, tandis que la microporosité demeure en grande partie intacte.

Par ailleurs, la structure observée est en accord avec les résultats des essais œdométriques, notam-

ment l'absence de partie quasi-élastique sur les courbes présentées à la Figure 4.6. Cela indique que les échantillons de type "BOUE" ne présentent pas de préconsolidation. En effet, aucune transition nette entre phase quasi-élastique et phase plastique n'est observable ; seule la phase plastique est visible, traduisant un comportement typique d'un matériau entièrement remanié. Étant donné le lien étroit entre la préconsolidation et structure, l'absence de préconsolidation reflète logiquement une absence de structure.



(a) Distribution de la taille des pores



(b) Courbe d'intrusion

Figure 4.34 – MIP - échantillons de type "BOUE"

#### 4.2.6 Comparaison

La différence de distributions entre les deux types d'échantillons reconstitués, montrées à la Figure 4.35a, s'explique par leurs modes de préparation.

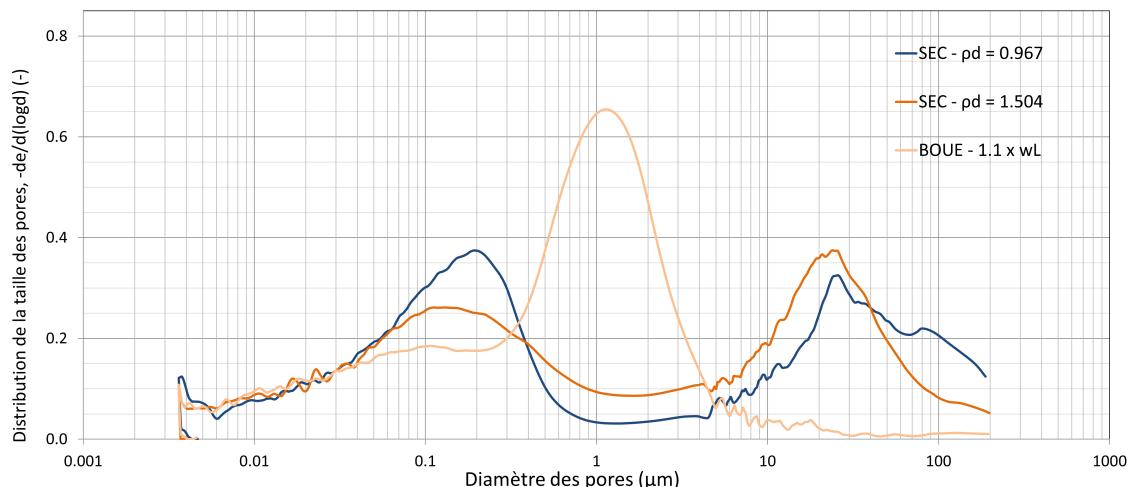
L'échantillon de type "BOUE", préparé par malaxage direct avec une teneur en eau élevée, a permis la désagrégation complète des agrégats d'argile. L'importante teneur en eau a favorisé un réarrangement homogène de ces particules, résultant en une structure poreuse uniforme.

A l'inverse, les échantillons de type "SEC" sont constitués d'agrégats secs d'argile compactés. Ils sont mis en contact avec l'eau dans la cellule, après la mise en forme précédente. Procéder de cette façon ne permet pas à l'eau de pénétrer suffisamment dans les agrégats que pour les désagréger. Ces échantillons

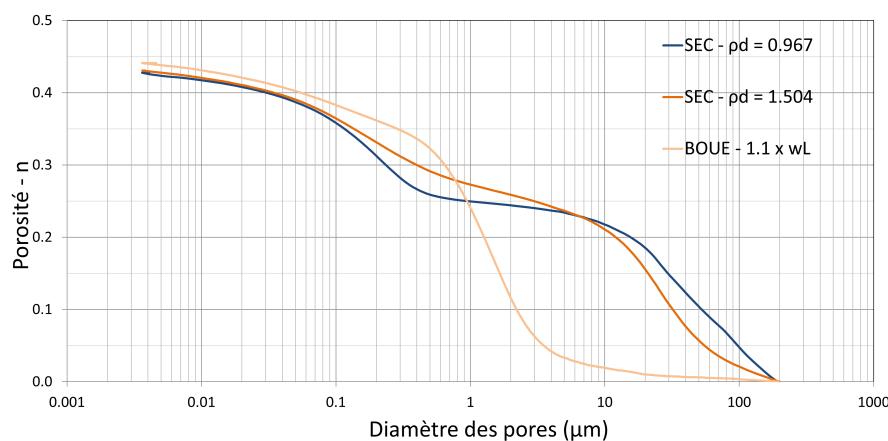
conservent donc leur structure granulaire initiale durant l'essai. Durant la phase de chargement, les macropores, soit les pores inter-agrégats, se ferment sous l'effet de la contrainte verticale. Ils peuvent cependant partiellement se rouvrir lors de la phase de décharge.

Les échantillons de type "BOUE" semblent donc présenter un réseau plus resserré tandis que les échantillons "SEC" gardent des pores plus grossiers.

#### 4.2.6.1 Échantillons reconstitués de type "SEC" et "BOUE"



(a) Distributions de la taille des pores



(b) Courbes d'intrusion

Figure 4.35 – MIP – échantillons de type "SEC" et "BOUE"

#### 4.2.6.2 Échantillons intacts - non chargé

La Figure 4.36 montre que les résultats de porosimétrie au mercure (MIP) de l'échantillon provenant de 350 m de profondeur à l'état intact sont relativement similaires aux résultats obtenus pour les échantillons à 223 m de profondeur à l'état intact également.

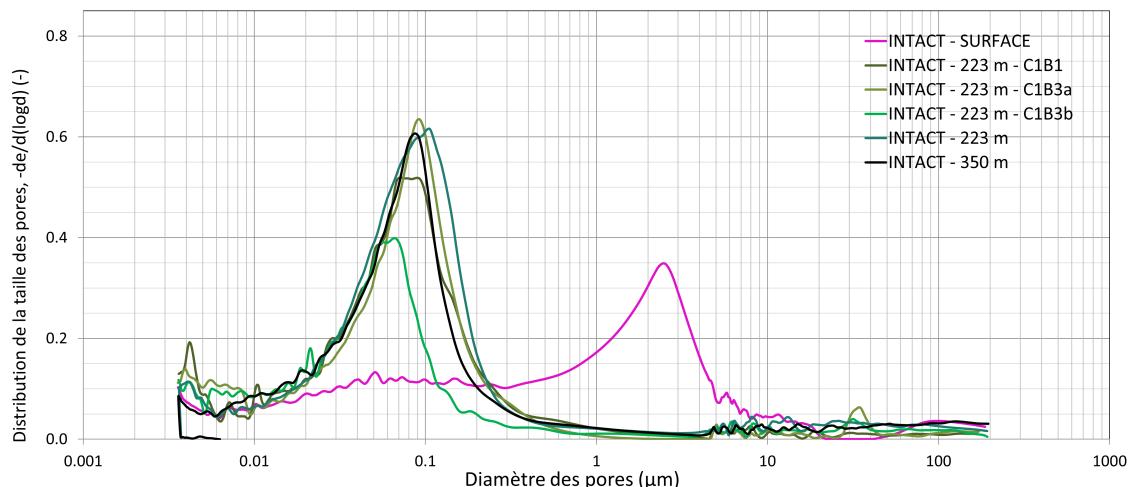
La répartition de la porosité est également très similaire à celle observée sur les échantillons à 223 m. Elle montre une porosité concentrée dans la zone de micropores.

Les résultats très similaires entre 223 m et 350 m semblent indiquer que la structure de l'argile de Boom est stable entre ces deux profondeurs. On peut donc en déduire que la compaction est déjà bien avancée à 223 m et que celle-ci n'évolue que très peu jusqu'à 350 m.

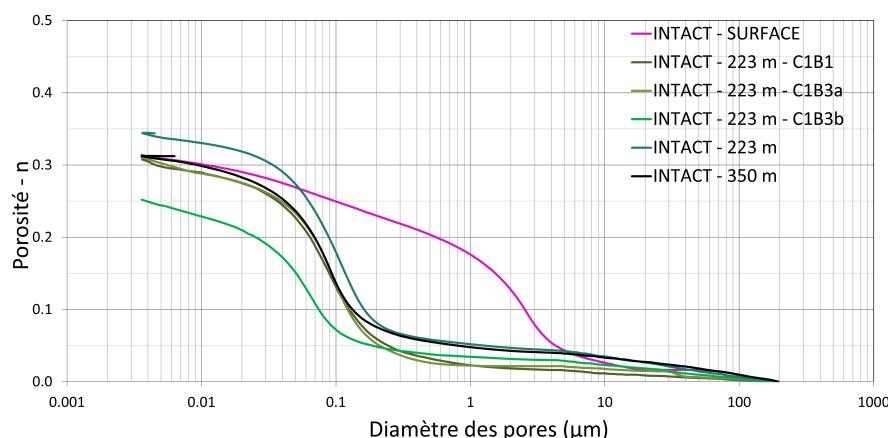
L'échantillon provenant de la surface et n'ayant subi aucun chargement semble quant à lui bien différent des deux autres types d'échantillons. En effet, comme montré à la Figure 4.36a, l'échantillon de surface présente une distribution bimodale mais avec un second pic, bien moins marqué, dans les micropores.

En termes de porosité, les trois types d'échantillons présentent une porosité totale similaire. Seul le profil de porosité de l'échantillon de surface diffère puisqu'il présente une macroporosité plus importante. Ceci semble donc valider l'hypothèse d'une déstructuration liée à un déconfinement et à un gonflement subi lors de l'exposition en surface de l'argile.

Ainsi, la proximité avec la surface a donc une influence claire sur la structure poreuse. Les échantillons de 223 m et de 350 m montrent, quant à eux, qu'à partir d'une certaine profondeur, la structure ne semble pas subir de modification significative. Dès lors, plus la profondeur de prélèvement est élevée, plus la structure est compacte et riche en micropores.



(a) Distributions de la taille des pores



(b) Courbes d'intrusion

Figure 4.36 – MIP - échantillons intacts à différentes profondeurs - non chargés

#### 4.2.6.3 Intacts chargés

La Figure 4.37a montre que les courbes des échantillons à 223 et à 350 m chargés présentent des tendances similaires. En effet, elles ont toutes été déplacées vers la gauche, résultat de la fermeture des micropores.

L'échantillon "INTACT - 350 m - HP-1" a subi un changement plus en termes d'amplitude du pic comparé à l'échantillon "INTACT - 223 m - HP-1". Ceci permet donc de dire que plus l'échantillon est profond, moins il va subir des modifications majeures après compression. En effet, celui-ci aura déjà été soumis à une compression importante due à sa profondeur.

Le second pic présent dans les macropores pour les deux échantillons cités précédemment semble également résulter d'un effet de gonflement lors du déchargement sous eau des échantillons. L'amplitude plus importante de ce pic pour l'échantillon de 350 m s'explique, à nouveau, par le lien entre la densité sèche et la capacité de gonflement.

Bien que l'essai oedométrique sur l'échantillon de surface ait eu un impact majoritairement sur les macropores, la Figure 4.37a montre une légère augmentation de la quantité de micropores. Il est également intéressant de mettre en évidence que les pics dans les micropores semblent tous centrés entre 0.04 et 0.06  $\mu\text{m}$ .

Les profils de porosité des échantillons "INTACT - 223 m - HP-1" et "INTACT - 350 m - HP-1" sont relativement parallèles. Seules les porosités totales diffèrent. Il est important de rappeler que les essais de porosimétrie au mercure permettent davantage des résultats qualitatifs, mettant en évidence des tendances relatives, que des résultats quantitatifs.

Il aurait pu être attendu que le compactage des échantillons de surface sous des niveaux de contrainte équivalents à ceux appliqués aux échantillons plus profonds permettrait de retrouver une structure comparable. Toutefois, cette hypothèse ne se vérifie pas. Cette divergence s'explique probablement par les altérations subies par les échantillons de surface, lesquelles ont induit des modifications irréversibles que le recompactage ne parvient pas à corriger. Bien que les trois échantillons (surface, 223 m et 350 m) atteignent une porosité finale similaire, la structure de l'échantillon de surface demeure fondamentalement différente.

La comparaison des échantillons chargés avec leurs homologues non chargés montre qu'une part importante de la réponse structurelle post essai oedométrique est liée à la structure initiale. Cette dernière est également dépendante de la profondeur. Il est donc logique de dire que la modification de la structure d'un échantillon intact dépend de sa profondeur de prélèvement.

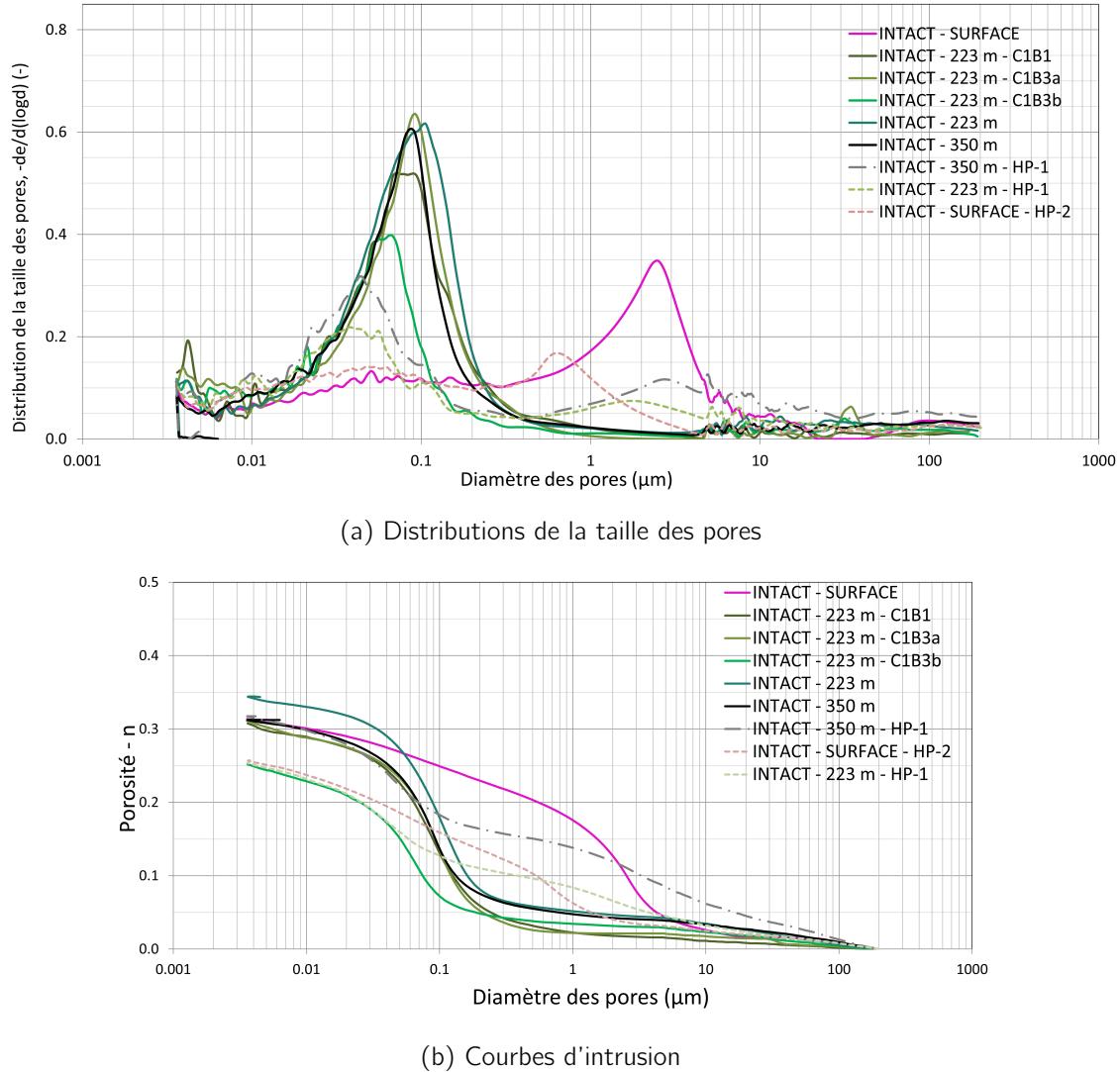


Figure 4.37 – MIP – échantillons intacts à différentes profondeurs – chargés & non chargés

### 4.3 Conclusion

La comparaison des trois types d'échantillons reconstitués a permis de mettre en évidence des comportements oedométriques et structuraux différents. Ces échantillons sont, pour rappel, ceux reconstitués à sec ("SEC"), ceux reconstitués avec une teneur en eau élevée telle que  $w > w_L$  ("BOUE") et enfin ceux reconstitués avec une teneur en eau faible telle que  $w < w_L$  ("REC").

Les échantillons préparés à sec et ceux reconstitués avec une faible teneur en eau ( $w < w_L$ ) ont permis de mettre en évidence deux paramètres importants influençant la capacité de gonflement des échantillons. Le premier paramètre se trouve être la densité sèche  $\rho_d$  de l'échantillon. En effet, les échantillons secs et ceux reconstitués avec  $w < w_L$  ont permis, individuellement, de mettre en évidence le lien entre la densité sèche et la capacité de gonflement de l'échantillon. Pour un même type d'échantillon, celui possédant une densité sèche plus importante présentera également une capacité de gonflement plus importante. Le second paramètre est la teneur en eau. En comparant les deux types d'échantillons cités précédemment, il apparaît que les échantillons possédant une même densité sèche voient leur capacité de gonflement réduite s'ils possèdent une teneur en eau importante. La charge appliquée a également un impact sur le

gonflement mesuré. De fait, ce dernier sera important si la contrainte appliquée est faible. Dès lors, la capacité de gonflement est maximale pour un échantillon présentant une densité sèche  $\rho_d$  élevée et une teneur en eau  $w$  faible, soumis à une contrainte verticale de faible intensité.

Les échantillons préparés à sec ont également permis d'établir une relation exponentielle entre la densité sèche et la variation de hauteur subie lors du gonflement. En effet, il semblerait qu'il existe une densité sèche seuil à partir de laquelle le gonflement mesuré augmente de manière significative.

La pression de gonflement  $\sigma'_g$  évolue également avec la densité sèche. En effet, comme cité précédemment, le gonflement dépend de la densité sèche de l'échantillon donc cette contrainte particulière dépend également de celle-ci.

Sur base des courbes oedométriques et des essais de porosimétrie au mercure, il a été établi que les échantillons de type "SEC" et de type "BOUE" sont bien différents. En effet, bien que les courbes oedométriques d'échantillon de chaque type semblent similaires dans la section 4.1.8.1, les résultats des MIP ont permis d'établir des différences importantes au niveau structurel.

En effet, ceux préparés à sec possèdent une structure granulaire et présentent dès lors une distribution bimodale. En d'autres mots, leur structure est composée d'agrégats, signe d'une structure résiduelle. Ce mode de préparation confère une structure spécifique au matériau. Par ailleurs, le processus de saturation appliqué après cette préparation ne permet pas de désagréger cette structure, qui demeure donc partiellement préservée. Leurs courbes oedométriques présentent dès lors une partie quasi-élastique correspondant à la partie de la courbe où la microstructure n'est pas encore impactée. De fait, seuls les macropores sont partiellement fermés.

Les échantillons de type "BOUE" possèdent quant à eux une distribution plutôt unimodale. Leurs courbes oedométriques ne possèdent pas de partie quasi-élastique. En effet, seule la partie plastique de la courbe apparaît. Ceci confirme l'absence de structure résiduelle. Cette conclusion s'explique par le mode de préparation. Effectivement, l'importante teneur en eau a permis la dissociation des agrégats présents dans l'argile sèche. Il en résulte donc des échantillons présentant une porosité plus uniforme.

Les échantillons reconstitués avec une faible teneur en eau semblent avoir un comportement situé entre celui d'un échantillon de type "SEC" et celui d'un échantillon de type "BOUE". En effet, leurs courbes oedométriques présentent une partie quasi-élastique, signe, à nouveau, d'une structure résiduelle. Il est cependant difficile de conclure avec certitude puisqu'aucun essai de porosimétrie au mercure n'a été réalisé sur ces échantillons. Toutefois, puisqu'ils ont été préparés avec de l'eau, il semble logique que cette eau ait désagrégré en partie les agrégats, comme pour les échantillons de type "BOUE". Il est ainsi envisageable que ces échantillons présentent une structure intermédiaire entre celle d'un matériau préparé sous forme de boue et celle d'un échantillon compacté à sec. Une telle hypothèse conduit à supposer que l'augmentation de la teneur en eau favoriserait une évolution vers une distribution unimodale, tandis qu'une teneur plus faible maintiendrait un caractère bimodal.

Les échantillons secs les plus denses et les échantillons reconstitués à faible teneur en eau montrent des courbes oedométriques qui convergent vers l'ICL à 1.6 MPa. Les autres courbes sont assez éloignées de cette droite de référence et pourraient donc présenter des structures trop dispersées.

Le Tableau 4.8 présente une synthèse des principales différences, observées ou supposées, entre les trois types d'échantillons reconstitués. Les symboles "?", présents dans ce tableau, indiquent que les informations correspondantes relèvent d'hypothèses formulées à partir d'observations indirectes. Aucun essai de porosimétrie au mercure (MIP) n'ayant été réalisé sur les échantillons de type "REC", ces éléments ne peuvent être considérés comme des conclusions vérifiées.

	"SEC"	" BOUE" avec $w > w_L$	"REC" avec $w < w_L$
<b>Préparation avec de l'eau</b>	Non	Oui, teneur élevée	Oui, teneur faible
<b>Gonflement</b>	Important	Négligeable	Modéré
<b>Structure initiale</b>	Granulaire	Dispersée, homogène	Variable ?
<b>Distribution des pores après essai BP</b>	Bimodale	Unimodale	Mixte ?
<b>Réarrangement</b>	Limité	Important	Modéré ?

Tableau 4.8 – Synthèse des caractéristiques observées et supposées selon le mode de préparation des échantillons reconstitués

Les résultats de porosimétrie au mercure des échantillons de surface ont permis de déterminer que ceux-ci possédaient une structure bien différente de celle des échantillons de 223 et 350 m. En effet, ceux-ci semblent composés en majeure partie de macropores, contrairement à leurs homologues de 223 et 350 m qui possèdent davantage de micropores. De plus, lors des essais oedométriques, leurs courbes rejoignent rapidement l'ICL sans s'être approchées de la SCL au préalable. Dès lors, les échantillons de surface ne présentent pas une structure naturelle intacte. Il semblerait qu'ils aient été déstructurés suite à des phénomènes de déconfinement et de gonflement lorsqu'ils ont été amenés vers la surface.

Les résultats des essais MIP et des essais oedométriques réalisés sur les échantillons d'argile intacts à 223 et 350 m de profondeur permettent de conclure qu'il n'existe pas de différence significative en termes de structure. En effet, les distributions de pores de ces deux types d'échantillons sont fort similaires. Elles sont unimodales avec un pic important dans les micropores. De plus, les courbes oedométriques rejoignent la SCL, droite de référence des échantillons d'argile intacts présentant dès lors une structure naturelle, avant de converger vers l'ICL à des contraintes supérieures aux contraintes de préconsolidation.

En termes de contraintes de préconsolidation, il a pu être identifié que celle-ci dépendait de la profondeur. En effet, la contrainte de préconsolidation des échantillons de surface testés à haute pression est de l'ordre de 1 MPa, tandis qu'elle est de 6 MPa pour l'échantillon de 223 m et de 7 MPa pour ceux de 350 m.

De 223 m à 350 m, la contrainte de préconsolidation augmente suite à l'augmentation du poids des couches géologiques situées plus haut. À la surface, par contre, les échantillons ont perdu leur mémoire de chargement en raison du gonflement qu'ils ont subi lors du déconfinement. Le gonflement a donc pour effet d'effacer l'historique de contrainte qu'a subi l'argile lorsqu'elle était intacte.

Les résultats obtenus pour l'échantillon de 223 m de profondeur s'alignent assez bien avec ceux obtenus par les différentes études sur ce même type d'échantillon ([[Dao, 2015](#)], [[Lima, 2011](#)], [[Nguyen, 2013](#)] et [[Awarkeh, 2023](#)]). Cela suggère donc que les résultats obtenus via les essais à haute pression sont fiables. Le Tableau 4.9 est un récapitulatif des différences observées entre les différents échantillons intacts.

	Surface	223 m	350 m
<b>Contrainte de préconsolidation [MPa]</b>	1	6	7
<b>Rejoint la SCL</b>	Non	Oui	Oui
<b>Rejoint l'ICL</b>	Oui	Oui	Oui
<b>Type de pores dominant avant et après essai HP</b>	Macropores	Micropores	Micropores
<b>Distribution des pores avant essai HP</b>	Bimodale	Unimodale	Unimodale
<b>Distribution des pores après essai HP</b>	Bimodale	Bimodale	Bimodale

Tableau 4.9 – Synthèse des différences observées sur les échantillons intacts

# Chapitre 5

## Conclusions et perspectives

### 5.1 Conclusions

Pour conclure ce travail de fin d'études, il est intéressant de mettre en évidence les différents aspects qui ont été étudiés et les conclusions que ceux-ci ont permis de formuler. Pour rappel, les objectifs de ce travail étaient d'étudier le comportement oedométrique de l'argile de Boom sous différents états structuraux – intacts ou reconstitués – afin de mieux comprendre l'influence de la structure naturelle ou remaniée sur ses propriétés de compressibilité. Trois types d'échantillons intacts ont été analysés, correspondant à trois profondeurs : en surface (carrière de Rumst), à 223 m et à 350 m (laboratoire HADES), permettant d'évaluer l'évolution du comportement en fonction de la profondeur. En parallèle, des échantillons reconstitués ont été préparés en laboratoire selon trois méthodes distinctes : à sec, avec une teneur en eau inférieure à la limite de liquidité ( $w < w_L$ ), et sous forme de boue avec une teneur en eau supérieure ( $w > w_L$ ), dans le but d'étudier l'impact du mode de préparation sur le comportement oedométrique de l'argile.

Ces conclusions se basent sur les résultats d'essais oedométriques à basse pression (jusque 1.6 MPa) pour les échantillons reconstitués et à haute pression (jusque 32 MPa) pour les échantillons intacts, ainsi que sur les résultats d'essais de porosimétrie au mercure (MIP).

Les résultats des essais oedométriques ont été normalisés via l'index de vides  $I_v$ . Ils peuvent ainsi être analysés sur base des deux droites de référence ; la droite de compression intrinsèque (ICL) et la droite de compression sédimentaire (SCL). L'ICL (*Intrinsic Compression Line*) désigne le comportement d'un sol argileux totalement remanié, saturé et dépourvu de toute structure initiale. La SCL (*Sedimentation Compression Line*) représente, quant à elle, le comportement d'échantillons intacts, dont la structure naturelle confère une résistance supplémentaire à la compression dans les faibles gammes de contrainte.

La comparaison entre les trois types d'échantillons reconstitués ; à sec (SEC), avec une faible teneur en eau (REC), et sous forme de boue avec une teneur en eau élevée (BOUE), a permis de mettre en évidence des comportements oedométriques et structuraux distincts.

Les échantillons de types "REC" et "SEC" ont permis de mettre en évidence deux paramètres principaux qui influencent la capacité de gonflement : la densité sèche et la teneur en eau. Une densité sèche élevée augmente cette capacité tandis qu'une teneur en eau la diminue. La capacité de gonflement est dès lors maximale pour une densité sèche élevée et une teneur en eau faible. De plus, cette capacité est plus importante lorsque la contrainte verticale appliquée est faible. Une relation exponentielle entre densité sèche et variation de hauteur a été observée, de même qu'une dépendance de la pression de gonflement à cette densité.

D'un point de vue structural, les échantillons secs conservent une structure granulaire résiduelle avec une distribution bimodale des pores, tandis que les échantillons boueux présentent une structure homogène et unimodale, liée à la désagrégation des agrégats.

Par ailleurs, les essais ont révélé que les échantillons secs les plus denses et ceux à faible teneur en eau tendent à se rapprocher de la courbe de compression intrinsèque (ICL), contrairement aux autres.

La comparaison entre les trois types d'échantillons intacts : de surface, à 223 m et à 350 m, a permis de mettre en évidence certains points importants.

Tout d'abord, les échantillons de surface présentent une structure très différente de ceux de 223 et 350 m, marquée par une domination des macropores et une perte de structure naturelle, conséquences probables du déconfinement et du gonflement.

Les échantillons intacts de 223 et 350 m montrent des comportements similaires, avec des structures naturelles conservées, des distributions de pores unimodales dominées par les micropores et une évolution cohérente selon les contraintes appliquées. La contrainte de préconsolidation augmente logiquement avec la profondeur. Enfin, la concordance des résultats à 223 m avec la littérature appuie la fiabilité des données obtenues pour les autres profondeurs.

## 5.2 Perspectives

Du point de vue du mode de préparation des échantillons reconstitués, il serait intéressant de confirmer les hypothèses sur les échantillons reconstitués à faible teneur en eau. Des essais de porosimétrie au mercure pourraient dès lors être réalisés sur des échantillons dont la teneur en eau  $w$  est inférieure à la limite de liquidité  $w_L$ . Ces résultats pourraient être comparés aux résultats de MIP des échantillons de type "SEC" et de type "BOUE" afin de valider l'hypothèse d'une distribution mixte.

Un point important qu'il serait également intéressant d'investiguer est le comportement sous hautes contraintes des échantillons reconstitués. Ainsi, il serait intéressant de réaliser des essais oedométriques haute pression sur ce type d'échantillon. Au vu de la convergence des courbes oedométriques des échantillons de surface et des échantillons reconstitués à faible teneur en eau, il serait intéressant de choisir ce mode de préparation. De plus, cette méthode a été la plus simple à mettre en oeuvre.

Pour finir, il serait intéressant de réaliser des essais de porosimétrie au mercure sur les échantillons intacts ayant subi un essai oedométrique à haute pression avec une phase de déchargement sans eau afin de confirmer que l'apparition de macropores est due au gonflement et donc à la présence de cette eau.

# Bibliographie

- AFNOR (1997). *XP P94-090-1, Sols : reconnaissance et essais – Essais œdométriques – Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.* AFNOR.
- AIEA (2023). *Normes de sûreté de l'AIEA : Classification des déchets radioactifs.* Agence internationale de l'énergie atomique.
- ANDRA (s.d.). *D'où proviennent les matières et déchets radioactifs?* Consulté le 25 mars 2025 sur <https://www.inventaire.andra.fr>.
- Awarkeh, M. (2023). *Investigation of the long-term behaviour of Boom Clay.* PhD thesis, École des Ponts ParisTech.
- Baudet, B. & Stallebrass, S. (2004). A constitutive model for structured clays. *Géotechnique*, 54(4), 269–278.
- Belanteur, N., Tacherifet, S., & Pakzad, M. (1997). Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées. Laboratoire de Génie Civil, Université d'Orléans . *Revue Française de Géotechnique*, (78), 31–50.
- Bernier, F., LI, X.-L., & Bastiaens, W. (2007). Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation. *Géotechnique*, 57(2), 229–237.
- Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E., & Villar, M. (1997). Suction-controlled experiments on boom clay. *Engineering Geology*, 47(4–6), 325–338.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40, 329–378.
- Bésuelle, P., Viggiani, G., Desrues, J., Coll, C., & Charrier, P. (2014). A Laboratory Experimental Study of the Hydromechanical Behavior of Boom Clay. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47, 143–155.
- Chandler, R. J. (2000). Clay sediments in depositional basins : the geotechnical cycle (the 3rd glossop lecture). *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 33(1), 5–39.
- Collin, F. et Charlier, R. (2018-2019). Mécanique des sols et des roches - Modélisation du comportement des géomatériaux. Notes de cours - Université de Liège - ArGenCo.
- Collin.F (2021). Géotechnique Expérimentale - Essais de caractérisation mécanique. Support de cours.
- Compère, A. (2023). Amélioration des sols par traitement à la chaux : Lien entre la résistance mécanique et la microstructure. Master thesis, Université de Liège.
- Connaissance des Énergies (2025). *Électricité : une situation inédite en France en 2024.* Consulté le 20 mai 2025 sur <https://www.connaissancedesenergies.org/>.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- Coop, M. R., Atkinson, J. H., & R.N., T. (1995). Strength, yielding and stiffness of structured and unstructured soils. In *Proceedings of the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 1 (pp. 55–62). Copenhagen.
- Craen, M. D., Wang, L., Geet, M. V., & Moors, H. (2004). *Geochemistry of Boom Clay pore water at the Mol site*. Scientific report SCK•CEN-BLG-990-04/MDC/P48, SCK•CEN, Waste & Disposal Department, Boeretang 200, 2400 Mol, Belgium.
- Dao, L. Q. (2015). *Étude du comportement anisotrope de l'argile de Boom*. PhD thesis, École des Ponts ParisTech.
- Deng, Y., Cui, Y., b, A. T., c, X. L., & Sillen, X. (2012). An experimental study on the secondary deformation of boom clay. *Applied Clay Science*, 59-60, 19–25.
- Energy Institute (2023). *Statistical Review of World Energy 2024*. Technical report, Energy Institute.
- EURIDICE (1988). *Argile de Boom - Synthèse des études et travaux à caractère géotechnique*. . Technical report.
- EURIDICE (2010). Argile de boom, dépliant.
- EURIDICE (s.d.). *Construction de HADES*. Consulté le 15 avril 2025 sur <https://www.euridice.be/>.
- François, B. (2022-2023). Géotechnique et Infrastructure. Notes de cours, Université de Liège - ArGenCo.
- Henrion, P., Monsecour, M., Fonteyne, A., Put, M., & Regge, P. D. (1985). Migration of radionuclides in boom clay. *Radioactive Waste Management and the Nuclear Fuel Cycle*, 6(3-4), 313–359.
- Honty, M. & Craen, M. D. (2009). *EXTERNAL REPORT SCK•CEN-ER-87, Mineralogy of the Boom Clay in the Essen-1 borehole*. Technical report.
- Le, T. M., Fatahi, B., & Khabbaz, H. (2012). Viscous Behaviour of Soft Clay and Inducing Factors. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30, 1069–1083.
- Leroueil, S., Tavenas, F., & Locat, J. (1984). Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. *Géotechnique*, 35(2), 223–229.
- Lima, A. (2011). *Thermo-hydro-mechanical behaviour of two deep Belgian clay formations : Boom and Ypresian Clays*. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.
- M. Oualmakran, B. M. & François, B. (2016). Pore-size distribution of a compacted silty soil after compaction, saturation, and loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12), 1–8.
- Mango-Itulamya, L. A. (2019). *Valorisation des gisements argileux pour la fabrication des blocs de terre comprimée*. PhD thesis, Université de Liège.
- Matsuo, S. & Kamon, M. (1977). Microscopic study on deformation and strength of clays. In *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 201–204). Tokyo, Japan.
- Nguyen, X. P. (2013). *Étude du comportement chimico-hydro-mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactif*. PhD thesis, École des Ponts ParisTech.
- Nucleair Forum (2024). *Mix électrique belge 2023 : chiffres de l'année*. Consulté le 20 mai 2025 sur <https://www.forumnucleaire.be/>.
- ONDRAF (2001). Aperçu technique du rapport SAFIR 2.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- ONDRAF (s.d. - a). *Le stockage en profondeur*. Consulté le 25 mars 2025 sur <https://www.ondraf.be>.
- ONDRAF (s.d. - b). *Sortes de déchets radioactifs*. Consulté le 25 mars 2025 sur <https://www.ondraf.be>.
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted boom clay. *Engineering Geology*, 54, 117–127.
- SCK-CEN (s.d.). *Le stockage géologique dans l'argile*. Consulté le 25 mars 2025 sur <https://www.sckcen.be>.
- Skempton, A. W. (1970). The consolidation of clays by gravitational compaction. *Q. J. Geol. Sot.*, 125, 373–411.
- Sultan, N., Cui, Y. J., & Delage, P. (2010). Yielding and plastic behaviour of boom clay. *Geotechnique*, 60, 657–666.
- Timodaz (2007). Thermal impact on the damaged zone around a radioactive waste disposal in clay host rocks. Deliverable 2. State of the art on THMC. Euratom European Project.
- Tran, T. D. (2014). *Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale*. PhD thesis, École nationale supérieure des mines de Paris.
- Verástegui-Flores, D., Andries, J., Lamont, E., & Baertsoen, A. (2024). Shear strength and compressibility of reconstituted boom clay, a stiff clay from the paleogene. In *E3S Web of Conferences*, volume 544 : EDP Sciences.
- Villar, M. V. & Lloret, A. (2008). Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, 39(1-2), 38–49.
- Wong, R. & Varatharajan, S. (2014). Viscous behaviour of clays in one-dimensional compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(11), 1283–1294.
- Yong, R. N., Pusch, R., & Nakano, M. (2010). *Containment of High-Level Radioactive and Hazardous Solid Wastes with Clay Barriers*. London : CRC Press, 1st edition.
- Yu, H., Lu, C., Chen, W., & Tian, H. (2021). An insight into the creep mechanisms of a clayey soil through long-term consolidation tests. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, 9127–9139.