



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

UNIVERSITÉ DE LORRAINE

École doctorale RP2E -**R**essources **P**rocédés **P**roduits **E**nvironnement
Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de
Docteur de l'Université de Lorraine
(Spécialité : Mécanique - Génie civil)

Par

Hossein ESLAMI

COMPORTEMENT THERMO-HYDROMÉCANIQUE DES SOLS AU VOISINAGE DES GÉO-STRUCTURES ÉNERGÉTIQUES

Soutenue publiquement le 28 novembre 2014 devant la commission d'examen :

Mme Anne PANTET	Professeur à l'Université du Havre	Rapporteur
M. Hussein MROUEH	Professeur à l'Université de Lille 1	Rapporteur
M. Pascal VILLARD	Professeur à l'Université Joseph Fourier - Grenoble	Examinateur
M. Adel ABDALLAH	Maître de Conférences à l'ENSG-Université de Lorraine	Examinateur
Mme Sandrine ROSIN-PAUMIER	Maître de Conférences à l'Université de Lorraine	Co-directeur de thèse
Mme Farimah MASROURI	Professeur à l'ENSG-Université de Lorraine	Directeur de thèse

À mes parents

À ma famille

Remerciements

Ce travail de thèse est réalisé dans le cadre d'une collaboration de recherche entre le LEMTA et l'ESITC de Metz. J'adresse mes remerciements à Monsieur Marcel Poinsignon, directeur de l'ESITC de Metz, qui a financé cette thèse.

Ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements s'adressent à Madame Farimah Masrouri, Professeur à l'ENSG - Université de Lorraine, qui a dirigé cette thèse, de m'avoir fait confiance et accueilli dans son équipe de recherche. Je la remercie pour sa disponibilité et ses précieux conseils scientifiques tout au long de ces trois années.

Je souhaite exprimer toute ma gratitude à Madame Sandrine Rosin-Paumier, Maître de Conférences à l'Université de Lorraine, qui a encadré cette thèse et qui m'a guidé tout au long de ce parcours passionnant. Je tiens à la remercier vivement pour ses encouragements et sa disponibilité dans tous les instants qui ont rendu ce travail possible et pour le plaisir que j'ai eu à travailler avec elle.

Je remercie chaleureusement Monsieur Adel Abdallah, Maître de Conférences à l'ENSG - Université de Lorraine, d'avoir suivi ce projet et pour nos discussions scientifiques pendant les travaux de la thèse.

J'adresse tous mes remerciements à Madame Anne Pantet, Professeur à l'Université du Havre et à Monsieur Hussein Mroueh, Professeur à l'Université de Lille 1, qui ont accepté d'être rapporteurs. Je remercie également Monsieur Pascal Villard, Professeur à l'Université Joseph Fourier, qui a présidé le jury de thèse.

Les travaux de cette thèse ont été soutenus par le projet ANR Gecko (GEostructures, Couplage solaire hybride et stocKage d'énergie Optimisé : Solution pour bâtiments à énergie positive). Je remercie toutes les personnes impliquées dans ce projet pour les échanges et les discussions que l'on a eus lors des réunions.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Jean-Paul Tisot, Professeur et Monsieur Olivier Cuisinier, Maître de Conférences à l'ENSG - Université de Lorraine, pour leurs conseils avisés.

Je voudrais remercier Gaëlle Franchomme, Claire Guillet, Laurent Poncin, Solène Thiébeauld de La Crouée et Hugo Troupel, élèves de l'ENSG et Ahmed Boukelia, doctorant au LEMTA, pour leur contribution à ce travail de recherche.

Ce travail expérimental n'aurait pas été possible sans l'aide constante d'une équipe technique performante. Je remercie Messieurs Éric Lefèvre, Romain Cael, Franck Mansuy, Marc Rossit, Jacques Rickal et Baptiste Thiry qui m'ont apporté leur aide dans le développement du dispositif expérimental et la réalisation des essais. Je remercie également Madame Mélanie Coureau qui assure le secrétariat du laboratoire.

Mes pensées vont pareillement à Wadoud, Zemenu, Luc, Kansoune, Gaëtan, Romain, Victor, Emad, Ahmed, Saeid, Wahib, Nidal et Noémie et à tous les autres que j'ai rencontrés au laboratoire pendant ces trois années de thèse, pour leur encouragement, leur soutien ainsi que pour la bonne ambiance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail mes parents ainsi que toute ma famille qui m'a toujours encouragé. Je pense surtout à mes parents sans qui je n'aurais pas pu traverser ces trois années de travail.

Résumé

Les géostructures énergétiques consistent à établir un échange thermique direct avec le sol grâce à des systèmes intégrés dans les fondations ou les structures géotechniques. L'incorporation des échangeurs de chaleur aux géostructures provoque une variation cyclique de la température du sol adjacent. Des questions se posent sur l'impact de ces variations thermiques sur les paramètres géotechniques des sols en général, et en particulier des sols sensibles argileux.

L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension et la quantification de l'impact de la variation de la température sur la capacité portante des pieux géothermiques. Actuellement, le dimensionnement des capacités portantes des fondations profondes est basé sur les résultats d'essais pénétrométriques ou pressiométriques. Des méthodes expérimentales ont été développées afin de permettre la réalisation de ces essais dans les conditions du laboratoire.

Des essais mini-pénétrométriques sont réalisés sur des éprouvettes compactées à différents états initiaux et soumises à des températures variant de 1 à 70 °C. Les résultats montrent une évolution sensible des paramètres étudiés, la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (f_s), pour un matériau illitique, lorsqu'il est compacté du côté sec de l'optimum. Les essais mini-pressiométriques, réalisés sur des massifs de sol illitique compactés en modèle réduit d'échelle métrique dans une cuve thermo-régulée, ont montré une diminution de la pression de fluage (p_f) et de la pression limite (p_l) avec l'augmentation de la température, tandis que la variation du module pressiométrique (E_M) est moins marquée. Les résultats montrent une quasi-réversibilité des effets d'un cycle de chauffage dans la gamme de température testée alors que l'effet d'un cycle de refroidissement n'est que partiellement réversible. Pour les essais soumis à plusieurs cycles thermiques, le premier cycle induit des variations de paramètres toujours plus importantes que les cycles suivants.

Une analyse approfondie de l'évolution des propriétés thermiques (la conductivité thermique (λ), la capacité thermique volumique (c_v) et la diffusivité thermique (D)) des sols en fonction de la teneur en eau, de la masse volumique sèche et de la température montre une augmentation de ces paramètres avec l'augmentation de w et p_d et une augmentation de λ des éprouvettes illitiques du côté sec de l'optimum avec l'augmentation de la température de 1 à 70 °C.

En résumé, pour les pieux énergétiques, les résultats obtenus en laboratoire montrent une modification de la capacité portante due à la variation des paramètres du sol illitique sous l'effet des cycles thermiques.

Abstract

Energy geostructures involve providing a direct heat exchange with the ground through integrated systems in the foundations or geotechnical structures. The incorporation of heat exchangers in geostructures produces a cyclic variation of the temperature in the adjacent soil. Therefore, there are important scientific questions about the effect of temperature variations on hydro-mechanical soil parameters in general, and particularly for sensitive clay soils.

The main objective of this thesis is to improve the understanding and the quantification of the impact of temperature variation on the bearing capacity of geothermal piles. Currently, the design of the bearing capacity of deep foundations is based on the results of in situ penetrometer and pressuremeter tests. Herein, experimental methods are developed to carry out these tests in laboratory conditions.

Mini-penetrometer tests were carried out on samples compacted at different initial states and subjected to temperature variations ranging from 1 to 70 °C. The results showed a significant change in the studied parameters: the cone resistance (q_c) and the friction sleeve resistance (f_s) for an illitic material compacted on the dry side of the compaction curve. Mini-pressuremeter tests performed on the same illitic compacted soil in a thermo-regulated metric scale container, showed a decrease in creep pressure (p_f) and limit pressure (p_l) with increasing temperature, while the variation of pressuremeter modulus (E_M) is less pronounced. The results showed a quasi-reversibility of the effect of a heating cycle through the temperature range tested, while the effect of a cooling cycle was only partially reversible. In the case of several thermal cycles, the first cycle induced more important parameter variations than the subsequent cycles, and at the end of the experimentation.

Further analysis of the evolution of the thermal properties (thermal conductivity (λ), heat capacity (c_v) and thermal diffusivity (D)) within heating and cooling process as a function of soil water content and dry density showed an increase of these parameters with the increase of initial values of w and ρ_d , and an increase of λ in the dry side of the compaction curve with increasing temperature from 1 to 70 °C.

In summary, for the energy piles driven in the clay soils, some modifications in the bearing capacity have to be taken into account due to the variation of the hydro-mechanical parameters of the soil induced by thermal cycles.

Table des matières

TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	IX
TABLE DES FIGURES	XV
TABLE DES TABLEAUX	XXII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. ÉVOLUTION DES PROPRIETES THERMO-HYDROMECHANQUES DES SOLS SOUS L'EFFET DE SOLLECITATIONS THERMIQUES	7
I.1. LES PIEUX ENERGETIQUES	9
<i>I.1.1. Essais in situ</i>	12
I.1.1.1. Essai en grande échelle, Lausanne (Laloui et al., 2003).....	12
I.1.1.2. Essai en grande échelle, Londres (Bourne-Webb et al., 2009).....	15
I.1.1.3. Comparaison des deux études en vraie grandeur.....	18
<i>I.1.2. Essai en laboratoire : pieux en modèle réduit en centrifugeuse</i>	19
<i>I.1.3. Conclusion</i>	23
I.2. ÉVOLUTION DES PROPRIETES PHYSIQUES DE L'EAU, DES PARTICULES SOLIDES ET DE L'ASSEMBLAGE AVEC LA TEMPERATURE	23
<i>I.2.1. Dilatation thermique des particules solides</i>	23
<i>I.2.2. Effet de la température sur les propriétés de l'eau</i>	25
I.2.2.1. Propriétés de l'eau pure en fonction de la température.....	25
I.2.2.2. Eau dans le sol.....	28
<i>I.2.3. Effet de la température sur l'assemblage de l'eau et des particules</i>	30
<i>I.2.4. Conclusion</i>	32
I.3. INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LES PARAMETRES HYDROMECHANQUES DU SOL	33
<i>I.3.1. Paramètres hydriques</i>	33
I.3.1.1. Coefficient de perméabilité.....	33
I.3.1.2. Capacité de rétention.....	37
I.3.1.3. Pression interstitielle.....	41
<i>I.3.2. Paramètres mécaniques</i>	43
I.3.2.1. Paramètres de compressibilité.....	43
I.3.2.2. Résistance au cisaillement.....	49
I.3.2.3. Déformation volumique.....	52
I.4. CONCLUSION	56
CHAPITRE II. CARACTERISATION PHYSIQUE, HYDRIQUE ET MECANIQUE DES MATERIAUX	57
II.1. MELANGE SABLE-KAOLINITE	59
<i>II.1.1. Caractéristiques minéralogiques, chimiques et texturales</i>	59
<i>II.1.2. Courbe granulométrique et limites d'Atterberg</i>	60
<i>II.1.3. Compactage</i>	61
II.2. MATERIAU ILLITIQUE	64
<i>II.2.1. Caractéristiques minéralogiques, chimiques et texturales</i>	64
<i>II.2.2. Courbe granulométrique et limites d'Atterberg</i>	66

II.2.3. Courbe de compactage	66
II.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES : ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	68
II.3.1. Principe de l'essai	68
II.3.2. Préparation des éprouvettes	69
II.3.3. Effet de la température sur la résistance à la compression	70
II.4. CARACTERISTIQUES HYDRIQUES : LA COURBE DE RETENTION D'EAU	72
II.4.1. Principe de l'essai	73
II.4.2. Préparation des éprouvettes et protocole expérimental	74
II.4.3. Résultats	74
II.5. CONCLUSION	76
CHAPITRE III. EFFET DES SOLLICITATIONS THERMIQUES SUR LES PARAMETRES PENETROMETRIQUES	77
III.1. PREPARATION DES EPROUVETTES ET METHODES D'ANALYSE	81
III.1.1. Préparation des matériaux	81
III.1.2. Imposition de la température des éprouvettes	83
III.1.2.1. Mélange sable-kaolinite (travaux préliminaires)	84
III.1.2.2. Matériau illitique (travaux préliminaires)	85
III.1.3. Principe de l'essai mini-pénétrométrique	86
III.1.4. Positionnement des points d'essai dans le moule CBR	87
III.1.5. Vitesse de pénétration des aiguilles	89
III.1.6. Typologie des courbes mini-pénétrométriques	91
III.2. RESULTATS DES ESSAIS MINI-PENETROMETRIQUES	92
III.2.1. Influence couplée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à 20 °C	93
III.2.1.1. Résistance en pointe	93
III.2.1.2. Frottement latéral à la pénétration	95
III.2.1.3. Frottement latéral à l'arrachement	98
III.2.1.4. Discussion des résultats	100
III.2.2. Influence de la température sur les paramètres pénétrométriques	104
III.2.2.1. Effet des variations de température sur les paramètres pénétrométriques du mélange sable-kaolinite	106
III.2.2.2. Effet des variations de température sur les paramètres pénétrométriques du matériau illitique	107
III.2.2.3. Comparaison des deux matériaux étudiés	110
III.3. CONCLUSION	112
CHAPITRE IV. ESSAIS MINI-PRESSIOMETRIQUES EN LABORATOIRE	113
IV.1. ESSAI PRESSIOMETRIQUE	115
IV.1.1. Pressiomètre de Ménard	115
IV.1.2. Essais mini-pressiométriques dans la cuve thermorégulée	117
IV.2. MATERIAU ET METHODES	118
IV.2.1. Dispositif expérimental	119
IV.2.1.1. Cuve d'essai	119
IV.2.1.2. Thermorégulateur	120
IV.2.2. Compactage et instrumentation du massif	121
IV.2.3. Réalisation des essais mini-pressiométriques	125
IV.2.3.1. Positionnement des points d'essais dans la cuve	125

IV.2.3.2. Sonde mini-pressiométrique	125
IV.2.3.3. Contrôleur pression-volume	126
IV.2.3.4. Essai mini-pressiométrique.....	127
IV.2.4. Programme d'essais	132
IV.3. RESULTATS	133
IV.3.1. Chemin thermique : cycle de chauffage-refroidissement (20-40-20 °C).....	134
IV.3.2. Chemin thermique : cycle de refroidissement-chauffage (20-1-20 °C).....	138
IV.3.3. Chemin thermique : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).....	142
IV.3.4. Chemin thermique : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C)	146
IV.4. DISCUSSION DES RESULTATS.....	150
IV.4.1. Effet d'un cycle de température	150
IV.4.2. Effet des cycles thermiques	154
IV.4.2.1. Pression de fluage p_f	154
IV.4.2.2. Pression limite p_l	155
IV.4.2.3. Module pressiométrique E_M	157
IV.4.2.4. Commentaires	159
IV.5. CONCLUSION	160
CHAPITRE V. ÉVOLUTION DES PROPRIETES THERMIQUES DES SOLS COMPACTES	161
V.1. DEFINITION DES PARAMETRES THERMIQUES	163
V.1.1. Conductivité thermique	163
V.1.2. Capacité thermique	164
V.1.3. Diffusivité thermique	164
V.1.4. Ordres de grandeur des paramètres thermiques	164
V.2. ÉTAT DE L'ART : VARIATION DES PROPRIETES THERMIQUES	165
V.2.1. Effet liés aux composants du sol	165
V.2.1.1. Fraction solide du sol.....	165
V.2.1.2. Fraction hydrique et gazeuse du sol	166
V.2.2. Effet de la teneur en eau et de la masse volumique	167
V.2.3. Effet de la structure des sols	169
V.3. ÉTUDE EXPERIMENTALE.....	170
V.3.1. Appareil de mesure des propriétés thermiques.....	170
V.3.2. Effet de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et de la nature du sol.....	171
V.3.2.1. Caractéristique des éprouvettes.....	171
V.3.2.2. Résultats	171
V.3.3. Effet couplé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à différentes températures	178
V.3.3.1. Caractéristiques des éprouvettes	179
V.3.3.2. Résultats	179
V.3.4. Conclusion	185
V.4. ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE THERMIQUE AU TRAVERS DE MODELES DE PREDICTION.....	185
V.4.1. Description des modèles.....	185
V.4.1.1. Modèle de De Vries (1963).....	185
V.4.1.2. Modèle de Johansen (1977)	186
V.4.1.3. Modèle de Côté & Konrad (2005).....	187

V.4.1.4. Modèle de Chen & Ledesma (2009).....	187
V.4.2. Comparaison des modèles avec les données expérimentales.....	188
V.4.3. Conclusion.....	191
V.5. ETUDE NUMERIQUE : SIMULATION DU TRANSFERT DE CHALEUR	192
V.5.1. Hypothèses des calculs	192
V.5.2. Géométrie, maillage et conditions aux limites	192
V.5.3. Caractéristiques du sol.....	193
V.5.4. Résultats des simulations	194
V.5.4.1. Simulation d'un essai de chauffage (20-40 °C).....	194
V.5.4.2. Simulation d'un essai de refroidissement (20-1 °C)	196
V.5.5. Conclusion concernant les simulations	198
V.6. CONCLUSION.....	200
CHAPITRE VI. CONCLUSION GENERALE.....	201
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	207

Liste des symboles et des abréviations

Symbole	Signification
A	section transversale
a	coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe $V_r = f(p_r)$ obtenue lors de l'essai de dilatation propre de l'appareillage
A_0	surface de section transversale moyenne initiale
A_s	surface latérale du pieu
B	ordonnée à l'origine de la fonction linéaire de $V^l = f(p)$
c	capacité thermique massique
C^*	module de compressibilité des minéraux sous la contrainte effective moyenne
Cc	indice de compression
Cs	indice de décompression (ou recompression)
c_u	résistance au cisaillement non drainée
c_v	capacité thermique volumique
D	diffusivité thermique
D et A	diamètre et la section du pieu
$d_{aiguille}$	diamètre de l'aiguille
d_i	diamètre intérieur du tube rigide utilisé pour l'essai d'étalonnage de la dilatation propre de l'appareillage
d_{moule}	diamètre du moule
dT	variation de la température
dt	durée de passage d'un palier de pression au palier consécutif
dV	variation du volume du à dT sous une pression constante p
dz	épaisseur de la couche concernée
E_M	module pressiométrique
$E_{n.M}$	module pressiométrique réduit (normalisé)
E_{pieu}	module d'élasticité longitudinale du pieu
F_ω F_s	facteurs dépendant de la forme et de l'orientation des grains de sols et des pores d'air
f_s	frottement latéral à la pénétration
f_s^*	frottement latéral à l'arrachement
g	accélération due à la pesanteur
g_a	facteur de forme
g_c	facteur de forme
g_T	paramètre du matériau qui varie avec la nature du sol considéré
h	charge hydraulique
h_0	hauteur initiale de l'éprouvette
h_r	humidité relative
i	densité du flux de chaleur
I_p	Indice de plasticité

Symbole	Signification
k	coefficient de perméabilité - conductivité hydraulique
K	une constante
K_0	coefficient de pression des terres au repos
k_c	facteur de portance
K_p	coefficient de pression latérale dans le cas passif
k_p	facteur de portance (cas des essais pressiométriques)
K_s	tenseur de la conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité du milieu poreux
K_T	facteur de réduction représentant la mobilisation de la pression passive due à la déformation induite thermiquement
L	longueur de l'élément
L	enfouissement de l'aiguille
L_0	longueur initial
l_s	longueur de la partie centrale de la sonde pressiométrique, mesurée après fixation de la membrane sur l'âme métallique de la sonde
L_p	hauteur de la pointe de l'aiguille
M	masse molaire de l'eau (18,016 g.mol ⁻¹)
m_E	valeur minimale, strictement positive, des pentes m_i
m_i	la pente du segment de la courbe pressiométrique corrigée, délimité par les points de coordonnées (p_{i-1}, V_{i-1}) et (p_i, V_i)
m_v	compressibilité de la structure de l'éprouvette
m_w	compressibilité de l'eau
n	taux de liberté de la structure
n	porosité
N	paramètre de calage
$p_1, V_1,$ $p_2 \text{ et } V_2$	coordonnées des points au début et à la fin de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique
P	charge axiale, force appliquée
p	Pression
P_{pieu}	périmètre du pieu
p_{le}^*	pression limite nette équivalente
p_0	pression de référence conventionnelle égale à 100MPa
$p_{corrigée}$	pression de la sonde pressiométrique corrigée
$p_E, p'_E,$ $V_E \text{ et } V'_E$	coordonnées des 2 extrémités du segment de courbe $V = f(p)$ ayant la pente la plus faible (m_E)
p_f	pression de fluage pressiométrique
p_l	pression limite pressiométrique
p_{li}	pression limite pressiométrique extrapolée selon la méthode de la courbe «inverse»
$p_{membrane}$	résistance propre de la membrane de la sonde pressiométrique
$p_{n,f}$	pression de fluage normalisée (réduite)
$p_{n,l}$	pression limite réduite (normalisée)
p_r	pression appliquée dans la sonde pressiométrique avant faire de correction

Symbole	Signification
q	densité de flux hydraulique
Q_c	force en pointe
q_c	résistance en pointe
q_{ce}	résistance en pointe équivalente (la résistance en pointe moyenne autour de la base du pieu) au pénétromètre statique
Q_t	charge limite totale
Q_m	charge mécanique dans le pieu
Q_s	force de frottement latéral
q_s	frottement latéral unitaire
Q_s^*	force de frottement latéral à l'arrachement
Q_t	effort total d'un pieu - force totale de l'aiguille
Q_{Th}	charge d'origine thermique ajoutée dans le pieu
Q_{TOT}	charge totale induite dans le pieu
Q_{ult}	charge limite
R	constante molaire des gaz
R	Résistivité thermique
R_c	résistance à la compression simple
R_p	rayon de l'aiguille
s	succion
S_r	degré de saturation
S_s	surface spécifique totale
t	temps
T	température
T_1 et T_2	températures des deux côtés de l'élément
u	pression interstitielle
u_a	pression de l'air
u_w	pression de l'eau
V	volume de l'éprouvette
V_0	volume initial
V_1	volume injecté dans la sonde pressiométrique, après corrections, correspondant au début de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique
V_2	volume injecté dans la sonde pressiométrique, après corrections, correspondant à la fin de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique
V^{60}	volume injecté dans la sonde pressiométrique de mesure 60 s après le début du palier
V_c	ordonnée à l'origine de la partie linéaire de la courbe $V_r = f(p_r)$ obtenue lors de l'essai de dilatation propre de l'appareillage
$V_{corrigé}$	volume injecté corrigé
V_l	volume injecté dans la sonde pressiométrique, après corrections, correspondant à la pression limite
V_s	volume initial de la sonde
V_w	volume de l'eau

Symbole	Signification
w_f	teneur en eau finale
w_i	teneur en eau initiale
w_L	limite de liquidité
w_{OPN}	teneur en eau optimale
w_P	limite de plasticité
$w_{visée}$	teneur en eau visée
x	distance entre la molécule d'eau considérée et la surface du minéral
x_0	distance entre la molécule d'eau avec la pression et la surface du minéral
x_a	valeur de fraction volumique des grains du sol
x_s	valeur de fraction volumique de l'air
x_w	valeur de fraction volumique de l'eau
Δh	variation de la hauteur de l'éprouvette
ΔL	variation de la longueur
Δp	pas de pression
ΔT	variation de la température
Δt	durée d'application d'un palier de pression
Δu	variation de la pression interstitielle lors du chauffage non drainé
δV	erreur sur la mesure du volume de liquide injecté
$\Delta V^{60/30}$	variation de volume injecté entre 30 s et 60 s au cours d'un même palier de pression
ΔV_{dr}	volume de l'eau drainée
α_w	coefficient d'expansion thermique de l'eau
α_s	coefficient d'expansion thermique des particules solides
α_T	coefficient d'expansion thermique du pieu
α_L	coefficient d'expansion thermique linéaire
α_v	coefficient d'expansion thermique volumique
α_{st}	coefficient physico-chimique d'expansion thermique de la structure de l'éprouvette
β	coefficient servant au calcul de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique
β_i	facteur de réduction empirique représentant le comportement du sol interface
β_T	coefficient empirique qui rend compte de l'évolution de la viscosité de l'eau avec la température
χ	paramètre du matériau représentant l'effet de la forme des particules
ϕ	flux de chaleur
ε_l	déformation du pieu dans les conditions complètement libres
ε_g	dilatation empêchée du pieu
ε_{T-Rst}	déformation axiale engendré par une sollicitation thermique dans le pieu
ε_v	déformation volumique

Symbole	Signification
$\Delta\varepsilon(z)$	différence des déformations mesurées entre le bas et le haut du pieu dans la couche concernée
γ_T	paramètre du matériau qui varie avec la nature du sol considéré
φ'	angle de frottement drainé
η	paramètre du matériau représentant l'effet de la forme des particules
κ	coefficient empirique
λ	conductivité thermique
λ_a	conductivité thermique de l'air
λ_{dry}	conductivité thermique du sol sec
λ_e	fonction exprimant l'influence du degré de saturation sur la conductivité thermique
λ_q	conductivité thermique du minéral de quartz
λ_s	conductivité thermique des grains du sol
λ_{sat}	conductivité thermique du sol saturé
λ_w	conductivité thermique de l'eau
μ_{20}	viscosité de l'eau à 20°C
μ_T	viscosité de l'eau à T
ν	coefficient de Poisson
σ	contrainte supplémentaire dans le pieu
σ_c	contrainte de compression
σ'_{vo}	contrainte effective dans le matériau au moment de l'échantillonnage
σ'_m	contrainte effective moyenne
σ'_p	pression de préconsolidation
σ'_{p0}	pression de préconsolidation à la température de référence T_0
σ'_v	Surcharge
ρ	masse volumique
ρ_d	masse volumique sèche
$\rho_{d,max}$	masse volumique sèche maximale
$\rho_{d,visée}$	masse volumique sèche visée

Abréviation	Signification
GSHP Association	Ground Source Heat Pump Association
OFS	Optical Fibre Sensors
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
OPN	Optimum Proctor Normal
IAPWS	International Association for the Properties of Water and Steam
AFNOR	Association Française de Normalisation
ISO	International Organization for Standardization
CEN	Comité Européen de Normalisation
OCR	Over Consolidation Ratio
NC	Normally Consolidated
CBR	California Bearing Ratio
ASTM	American Society for Testing and Materials
NCL	Normal Consolidation Line
CPT	Cone Penetration Test
PFP	Pressiomètre avec Forage Préalable
PAF	Pressiomètre AutoForeur
PMF	Pressiomètre Foncé
CPV	Contrôleur Pression-Volume

Table des figures

Figure I.1. Effets de l'échauffement sur un pieu (Di Donna & Laloui, 2012).	9
Figure I.2. Réponse thermique sans charge mécanique : (a) échauffement du pieu ; (b) refroidissement du pieu (Bourne-Webb et al., 2013).....	11
Figure I.3. Réponse thermique avec la charge mécanique : (a) échauffement du pieu ; (b) refroidissement du pieu (Bourne-Webb et al., 2013).....	12
Figure I.4. Profil géologique et instrumentation du pieu d'essai (Laloui et al., 2003).	13
Figure I.5. Résultat des essais : (a) déplacement vertical de la tête du pieu, mesure topographique ; (b) charges mécanique (Q_m), thermique (Q_{Tmax}) et totale (Q_{TOT}) dans le pieu à la fin de la construction du bâtiment (essai 7) ; (c) mobilisation du frottement latéral par le poids du bâtiment (1) et l'échauffement (2) (Laloui et al., 2003).	14
Figure I.6. Profil géologique et instrumentation du pieu d'essai (Bourne-Webb et al., 2009).....	16
Figure I.7. Charge mécanique et déplacement en tête du pieu lors de l'essai (Bourne-Webb et al., 2011).	17
Figure I.8. Contour de la variation de température à 12m de profondeur : (a) à la fin de refroidissement ; (b) à la fin de chauffage (Bourne-Webb et al., 2009).....	18
Figure I.9. (a) Centrifugeuse géotechnique de l'Université du Colorado à Boulder ; (b) Configuration du bâti de chargement contenant le sol étudié ; (c) Représentation schématique ; (d) Schéma de la configuration du pieu et de la pompe à chaleur (McCartney et al., 2010).	19
Figure I.10. Courbes de charge-déplacement (McCartney et al., 2010).....	20
Figure I.11. Résultats de l'analyse de transfert de charge : (a) Essai à la température ambiante ; (b) essai à 50 °C ; (c) essai à 60 °C ; et (d) distribution du frottement latéral en fonction de la profondeur calculé à partir de l'analyse T-z (McCartney et al., 2010).	22
Figure I.12. Viscosité de l'eau libre en fonction de température.	26
Figure I.13. Expansion thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions : (a) volume spécifique à 0,1 MPa ; (b) coefficient d'expansion de l'eau (d'après IAPWS (1994)).....	27
Figure I.14. Tension superficielle de l'eau libre en fonction de température (d'après IAPWS (1994)).....	27
Figure I.15. Évolution du coefficient d'expansion thermique volumique (α_w) de l'eau dans les pores nanométriques de différentes tailles et en condition libre (Xu et al., 2009a).	28
Figure I.16. Évolution de la pression de l'eau adsorbée en fonction de la distance de la surface d'un minéral (Baldi et al., 1988).....	29
Figure I.17. Limite de liquidité en fonction de la température pour différents mélanges kaolinite/bentonite (Jefferson & Foss Rogers, 1998).....	31
Figure I.18. Variation de la perméabilité d'une bentonite (FEBEX) sous chauffage (Villar & Lloret, 2004).	34
Figure I.19. Perméabilité en fonction de l'indice des vides et de la température (Romero et al., 2001).	35
Figure I.20. Courbes de rétention d'eau pour des températures différentes (Romero et al., 2001).	37
Figure I.21. Courbe de rétention d'eau de la bentonite FEBEX à une masse volumique sèche de 1,65 g/cm ³ à 20, 40 et 60 °C (Villar & Lloret, 2004).	38
Figure I.22. Variation de la pression interstitielle dans une argile en fonction de la température à une contrainte de confinement total de 7 MPa en conditions non drainées (Hueckel et al., 1998).	41
Figure I.23. Influence de la température sur la pression de préconsolidation (Cekerevac & Laloui, 2004).	43

Figure I.24. Effet de la température sur la consolidation isotrope d'une illite saturée (Campanella & Mitchell, 1968).	46
Figure I.25. Courbe de consolidation vierge à 22 et 90 °C (Cekerevac & Laloui, 2004).	47
Figure I.26. Résultats de la consolidation mécanique d'un sable limono-argileux non saturé à différentes températures (Saix et al., 2000).....	47
Figure I.27. Contrainte déviatorique en fonction de la déformation verticale à 22, 50, 80, 100 et 120 °C au cours de l'essai triaxial drainé (Hueckel et al., 1998).	49
Figure I.28. Essai de cisaillement drainé à 22 et 90 °C, évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. Pression de consolidation : 600 kPa. 22 °C : lignes pointillées et 90 °C : lignes continues (Cekerevac & Laloui, 2004).	50
Figure I.29. Essais triaxiaux non drainés : effet de la température sur la résistance au cisaillement des éprouvettes compactées d'un mélange sable/bentonite pour différents degrés de saturation (Wiebe et al., 1998).	51
Figure I.30. Déformation volumétrique de squelette (Baldi et al., 1988).	53
Figure I.31. Déformation volumique du Kaolin pendant le chauffage de 22 à 90 °C; pression de consolidation 600 kPa (Cekerevac & Laloui, 2004).	54
Figure II.1. Structure des feuillets de kaolinite (Poppe et al., 2001).....	60
Figure II.2. Distribution de la taille des particules du mélange sable-kaolinite	60
Figure II.3. Malaxeuse mécanique utilisée pour la préparation des sols.	61
Figure II.4. Compacteur mécanique Compacto®.	62
Figure II.5. : Résistance en pointe en fonction de l'enfoncement dans un moule Proctor (Tisot, 1974).	62
Figure II.6. Courbes effort total et en pointe en fonction de l'enfoncement d'une aiguille dans des éprouvettes compactées : (a) et (b) en 3 couches ou (c) et (d) en 6 couches (Raboudi, 1986).....	63
Figure II.7. Courbes de compactage du mélange sable-kaolinite obtenues à l'aide de protocole normalisé et du protocole spécifique. S_r : degré de saturation (Franchomme et al., 2013).	64
Figure II.8. Structure des feuillets de l'illite (Poppe et al., 2001).	65
Figure II.9. Distribution de la taille des particules du matériau illitique.	66
Figure II.10. Courbe de compactage du matériau illitique fait selon le protocole spécifique. S_r : degré de saturation.	67
Figure II.11. Aspect visuel du matériau illitique à différentes teneurs en eau.	67
Figure II.12. Aspect visuel des éprouvettes de matériau illitique à différentes teneurs en eau.....	68
Figure II.13. Dispositif expérimental utilisé pour l'essai de compression simple (matériau illitique).	69
Figure II.14. Contrainte à la compression en fonction de la déformation pour des éprouvettes illitiques compactées à 90% de $\rho_{d,max}$	71
Figure II.15. Contrainte à la compression en fonction de la déformation pour des éprouvettes illitiques compactées à $\rho_{d,max}$	71
Figure II.16. Résistances à la compression simple (R_c) en fonction de la température.....	72
Figure II.17. Courbe de rétention du matériau illitique à 20 et 40 °C pour les éprouvettes à 90% de $\rho_{d,max}$	75
Figure II.18. Courbe de rétention du matériau illitique à 20 et 40 °C pour les éprouvettes à $\rho_{d,max}$	76
Figure III.1. (a) capacité portante d'un pieu ; (b) schéma du pénétromètre statique.	79
Figure III.2. Courbes de compactage : (a) du mélange sable-kaolinite et (b) du matériau illitique.....	81

Figure III.3. Isolation du moule après le compactage : (a) moule recouvert de cellophane ; (b) moule dans un sac hermétiques et (c) enceinte climatique.....	83
Figure III.4. Suivi de mise en température : (a) un cycle de refroidissement (1 °C) puis de réchauffement ; (b) un cycle de réchauffement (30 °C) puis de refroidissement à 20 °C.....	84
Figure III.5. Emplacement des sondes : (a) Vu en plan horizontal ; (b) et (c) Vu en plans verticaux A-A et B-B.....	85
Figure III.6. Suivi de mise en température dans les différentes sondes	86
Figure III.7. Dispositif expérimental : (a) essai pénétrométrique à l'aiguille ; (b) deux différentes aiguilles P1 et P2.	87
Figure III.8. Positionnement des points dans le moule CBR.	88
Figure III.9. Force en pointe mesurée au cours de l'enfoncement de P1 dans une éprouvette de matériau illitique (éprouvette S3).....	89
Figure III.10. Force d'enfoncement avec P1 en fonction de la profondeur à différentes vitesses de pénétration dans une éprouvette de mélange sable-kaolinite.	90
Figure III.11. Typologie des résultats obtenus avec P1 (ABC) et P2 (ABD) et des essais d'arrachement réalisés avec P2 (DEFA).	91
Figure III.12. Force de pénétration de P1(Q_c) pour les éprouvettes de matériau illitique.	93
Figure III.13. Évolution de la résistance en pointe (q_c) pour les éprouvettes de matériau illitique.....	94
Figure III.14. Résistances en pointe moyenne (q_c) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les essais de P1 réalisés sur les éprouvettes de mélange sable-kaolinite.	94
Figure III.15. Résistances en pointe moyenne (q_c) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les essais de P1 réalisés sur les éprouvettes de matériau illitique.	95
Figure III.16. Force de la pénétration de P2 (Q_c) pour les éprouvettes de matériau illitique.....	96
Figure III.17. Force du frottement latéral (Q_s) pour les éprouvettes de matériau illitique.....	96
Figure III.18. Évolution du frottement latéral (f_s) pour les éprouvettes de matériau illitique.	97
Figure III.19. Frottement latéral moyen (f_s) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les mélanges sable-kaolinite.	97
Figure III.20. Frottement latéral moyen (f_s) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les éprouvettes illitiques.	98
Figure III.21. Force du frottement latéral à l'arrachement (Q_s^*) pour les éprouvettes de matériau illitique.	98
Figure III.22. Évolution du frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) pour les éprouvettes de matériau illitique.	99
Figure III.23. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les mélanges sable-kaolinite.	99
Figure III.24. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les éprouvettes illitiques.....	100
Figure III.25. (a) Courbes de compactage des sols testés par différents procédures ; (b) Module de cisaillement en fonction de la teneur en eau, ZAV : zero air voids (courbe $S_r=100\%$) (Sawangsurriya et al., 2008).	101
Figure III.26. Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation axiale (Wiebe et al., 1998).	101
Figure III.27. Surface de contact entre l'aiguille et le sol : (a) des faibles teneurs en eau ;(b) des fortes teneurs en eau.	103
Figure III.28. Résistance en pointe moyenne (q_c) à 1, 20, 30 et 50 °C à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.....	106

Figure III.29. Frottement latéral moyen à la pénétration (f_s) à 1, 20, 30 et 50 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.	106
Figure III.30. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à 1, 20, 30 et 50 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.	107
Figure III.31. Résistance en pointe moyenne (q_c) à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.	108
Figure III.32. Frottement latéral moyen à la pénétration (f_s) à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.	108
Figure III.33. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.	109
Figure III.34. Effet de la température sur la courbe de contrainte-déformation à 26, 65 et 100 °C (Wiebe et al., 1998).	109
Figure III.35. Résultats des essais triaxiaux à succions contrôlées à 25, 40 et 60 °C (Uchaipichat & Khalili, 2009).	110
Figure IV.1. Principe de l'essai pressiométrique.	116
Figure IV.2. Modèle réduit d'échelle métrique.	118
Figure IV.3. Ensemble du dispositif expérimental.	119
Figure IV.4. Cuve en modèle réduit : (a) cuve en inox ; (b) massif dans la cuve isolé par des gaines isolantes et le film plastique ; (c) ensemble dans la boîte en polystyrène.	119
Figure IV.5. Cuve isolée et thermorégulateur.	120
Figure IV.6. Préparation du matériau : (a) malaxage ; (b) compactage dans la cuve.	121
Figure IV.7. Courbe de compactage du matériau et état initial visé pour le compactage dans la cuve.	121
Figure IV.8. Préparation du matériau : (a) surface scarifiée entre deux couches ; (b) surface finale.	122
Figure IV.9. Carottier et carotte de matériau.	122
Figure IV.10. Profils de la masse volumique sèche : (a) compactage en 8 couches ; (b) compactage en 11 couches.	123
Figure IV.11. Emplacement des 7 sondes thermiques (S1-7) dans le massif compacté en 11 couches (C1-11) : (a) coupe verticale ; (b, c, d) coupes horizontales à différentes profondeurs.	124
Figure IV.12. (a) sonde thermique PT100 ; (b) positionnement des sondes thermiques.	124
Figure IV.13. Positionnement des points dans la cuve.	125
Figure IV.14. Sonde mini-pressiométrique.	126
Figure IV.15. Contrôleur pression-volume (GDS Instruments®).	126
Figure IV.16. Programme de chargement de l'essai mini-pressiométrique.	127
Figure IV.17. Exemple d'une courbe type de la résistance propre de la sonde pressiométrique à 20 °C.	128
Figure IV.18. Exemple d'une courbe type de l'étalonnage de la dilatation propre.	129
Figure IV.19. Courbe pressiométrique et courbe de fluage corrigées.	130
Figure IV.20. Courbes pressiométriques : série d'essais préliminaires.	133
Figure IV.21. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.	134
Figure IV.22. Paramètres de l'essai de chauffage de 20 à 40 °C : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.	135
Figure IV.23. Courbes pressiométriques : essai de chauffage de 20 à 40 °C.	136

Figure IV.24. Paramètres de l'essai de chauffage de 20 à 40 °C : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.	137
Figure IV.25. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.	138
Figure IV.26. Paramètres de l'essai de refroidissement de 20 à 1 °C : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.	139
Figure IV.27. Courbes pressiométriques : essai de refroidissement de 20 à 1 °C.	139
Figure IV.28. Paramètres de l'essai de refroidissement de 20 à 1 °C : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.	141
Figure IV.29. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.	142
Figure IV.30. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.	143
Figure IV.31. Courbes pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).	143
Figure IV.32. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) température, (b) teneur en eau moyenne, (c) masse volumique sèche moyenne, (d) module pressiométrique, (e) pression de fluage, (f) pression limite.	145
Figure IV.33. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.	146
Figure IV.34. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.	147
Figure IV.35. Courbes pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1-40 °C).	147
Figure IV.36. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C) : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.	149
Figure IV.37. Variation des paramètres pressiométriques réduits en fonction de la température : (a) $p_{n,f}$; (b) $p_{n,l}$; (c) $E_{n,M}$	151
Figure IV.38. Evolution du domaine élastique en fonction de la température à deux succions : (a) 0 kPa ;(b) 300 kPa (Uchaipichat & Khalili, 2009).	153
Figure IV.39. Évolution de la pression de fluage (p_f) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).	154
Figure IV.40. Évolution de la pression limite (p_l) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).	156
Figure IV.41. Évolution du module pressiométrique (E_M) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).	158
Figure V.1. Flux de chaleur à travers un élément prismatique de sol.	163

Figure V.2. Conductivité thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions (d'après IAPWS (2011)).....	166
Figure V.3.Capacité thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions (d'après (IAPWS, 2011)).....	167
Figure V.4. Conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche (Tang, 2005).	168
Figure V.5. Influence de la teneur en eau sur la masse volumique et la conductivité thermique : (a) Piarco (limon sableux) ; (b) Maracas (limon argileux) ; (c) Talparo (argile) (Ekwue et al., 2006).....	169
Figure V.6. KD2 PRO et la sonde SH-1.....	170
Figure V.7. Eprouvettes illitiques compactées à différentes masses volumiques sèches.....	172
Figure V.8. Conductivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.	173
Figure V.9. Conductivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.	173
Figure V.10. Capacité thermique volumique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.	174
Figure V.11. Capacité thermique volumique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.....	174
Figure V.12. Diffusivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.	175
Figure V.13. Diffusivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.	175
Figure V.14. Conductivité thermique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.....	177
Figure V.15. Capacité thermique volumique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.....	177
Figure V.16. Diffusivité thermique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes du mélange sable- matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.	178
Figure V.17. Mesure des propriétés thermiques d'une éprouvette dans le moule CBR.	179
Figure V.18. Conductivité thermique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.....	183
Figure V.19. Conductivité thermique à 1, 20, 40 et 70 °C en fonction du degré de saturation pour le matériau illitique.	183
Figure V.20. Capacité thermique volumique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.	184
Figure V.21. Diffusivité thermique volumique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.	184
Figure V.22. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées par les différents modèles avec les valeurs expérimentales du matériau illitiques : (a) modèle de De Vries (1963) ; (b) modèle de Johansen (1977) ; (c) modèle de Côté & Konrad (2005) et (d) modèle de Chen & Ledesma (2009).....	189

Figure V.23. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées et les valeurs expérimentales du matériau illitiques : (a) modèle de Johansen ; (b) modèle de Chen & Ledesma. 190

Figure V.24. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées et les valeurs expérimentales de Tang (2005) : (a) modèle de Johansen ; (b) modèle de Chen & Ledesma. 191

Figure V.25. Simulation de l'évolution de la température dans la cuve : (a) vue en plan horizontal de la cuve ; (b) géométrie, maillage et conditions aux limites (coupe A-A). 193

Figure V.26. Température en fonction du temps pour les différentes sondes. 195

Figure V.27. Température dans le massif après environ 66 heures : (a) matériau défavorisé ; (b) matériau de référence ;(c) matériau favorisé. 196

Figure V.28. Comparaison des résultats de la modélisation et les valeurs expérimentales à 300 mm de la paroi (S4).
..... 196

Figure V.29. Température en fonction du temps pour les différentes sondes. 197

Figure V.30. Comparaison des résultats de la modélisation et les valeurs expérimentales à 300 mm de la paroi (S4).
..... 198

Table des tableaux

Tableau I.1. Coefficient d'expansion thermique des minéraux (Fei, 1995).....	24
Tableau I.2. Effet de l'augmentation de la température sur la limite de liquidité.....	31
Tableau I.3. Effet de l'augmentation de la température sur la limite de plasticité.....	32
Tableau I.4. Effet de l'augmentation de la température sur le coefficient de perméabilité.	36
Tableau I.5. Effet l'augmentation de la température sur la capacité de rétention.	40
Tableau I.6. Effet de l'augmentation de la température sur la pression interstitielle.	42
Tableau I.7. Effet l'augmentation de la température sur la pression de préconsolidation.	45
Tableau I.8. Effet l'augmentation de la température sur C_c (λ) et C_s (κ).	48
Tableau I.9. Effet de l'augmentation de la température sur la résistance au cisaillement.	52
Tableau I.10. Effet de la température sur la déformation volumique.	55
Tableau II.1. Analyse chimique du sable d'Hostun.	59
Tableau II.2. Analyse chimique de la kaolinite.	59
Tableau II.3. Limites d'Atterberg du mélange sable-kaolinite.	60
Tableau II.4. Limites d'Atterberg du mélange sable-kaolinite.	61
Tableau II.5. Composition minéralogique d'Arginotech.	64
Tableau II.6. Analyse chimique d'Arginotech.	65
Tableau II.7. Limites d'Atterberg du matériau illitique.	66
Tableau II.8. Teneurs en eau finales (w_f), masses volumiques sèches (ρ_d) et résistances à la compression simple (R_c) des éprouvettes illitiques.	70
Tableau II.9. Spécifications techniques du potentiomètre (Dewpoint PotentiaMeter WP4C®).....	73
Tableau II.10. Teneurs en eau finales (w_f), masse volumiques sèches finales (ρ_d) et succions des éprouvettes illitiques à 20 °C.	74
Tableau II.11. Teneurs en eau finales (w_f), masse volumiques sèches finales (ρ_d) et succions des éprouvettes illitiques à 40 °C.	75
Tableau III.1. Teneurs en eau (w_i) et masses volumiques sèches initiales (ρ_d) des éprouvettes du mélange sable-kaolinite compactées à la température ambiante (environ 22 °C).	82
Tableau III.2. Teneurs en eau (w_i) et masse volumiques sèches initiales (ρ_d) des éprouvettes illitiques compactées à la température ambiante (environ 22 °C).	82
Tableau III.3. Température initiale et taux de la variation de la température au centre des éprouvettes du mélange sable-kaolinite.....	85
Tableau III.4. Température initiale et taux de la variation de la température au centre des éprouvettes illitiques.	86
Tableau III.5. Teneurs en eau (w) et masses volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes de mélange sable-kaolinite. ...	104
Tableau III.6. Teneurs en eau (w) et masses volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes illitiques.....	105
Tableau IV.1. Spécifications techniques du thermorégulateur Vulcatherm®.....	120
Tableau IV.2. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle standard type 2 GDS Instruments®.	126
Tableau IV.3. Détail des séries d'essais mini-pressiométriques réalisées en modèle réduit.....	132

Tableau IV.4. Paramètres pressiométriques : série d'essais préliminaires.	133
Tableau IV.5. Paramètres pressiométriques : essai de chauffage de 20 à 40 °C.	136
Tableau IV.6. Paramètres pressiométriques : essai de refroidissement de 20 à 1 °C.	140
Tableau IV.7. Paramètres pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).	144
Tableau IV.8. Paramètres pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1-40 °C).	148
Tableau IV.9. Paramètres pressiométriques réduits $E_{n,M}$, $p_{n,f}$ et $p_{n,l}$ pour la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} série d'essais.	150
Tableau IV.10. Variation de p_f et p_l pour la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} série d'essais.	152
Tableau IV.11. Effet de l'augmentation de la température sur le domaine élastique.	153
Tableau V.1. Intervalles de valeurs des paramètres thermiques de différents types de sols (Fromentin & Pahud, 1997).	165
Tableau V.2. Conductivité thermique de différents minéraux (Brigaud & Vasseur, 1989).	166
Tableau V.3. Plage de mesure et précision de la sonde SH-1.	171
Tableau V.4. Caractéristiques et propriétés thermiques des éprouvettes illitiques.	172
Tableau V.5. Caractéristiques et propriétés thermiques des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique.....	176
Tableau V.6. Teneurs en eau (w) et masse volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes illitiques et propriétés thermiques	181
Tableau V.7. Paramètres utilisés dans les simulations de la propagation thermique.	193

Introduction générale

De nombreuses recherches portent actuellement sur la réalisation de bâtiments à énergie positive. Des sources de chaleurs alternatives sont mises en place et parmi elles, on trouve la géothermie. Actuellement, il existe deux grands types de géothermie : la géothermie de surface et la géothermie profonde. Dans le cadre de cette étude, nous ne nous intéresserons qu'à la géothermie de surface. On peut distinguer pour la géothermie de surface deux solutions techniques différentes : la géothermie de surface verticale et la géothermie de surface horizontale (Figure 1).

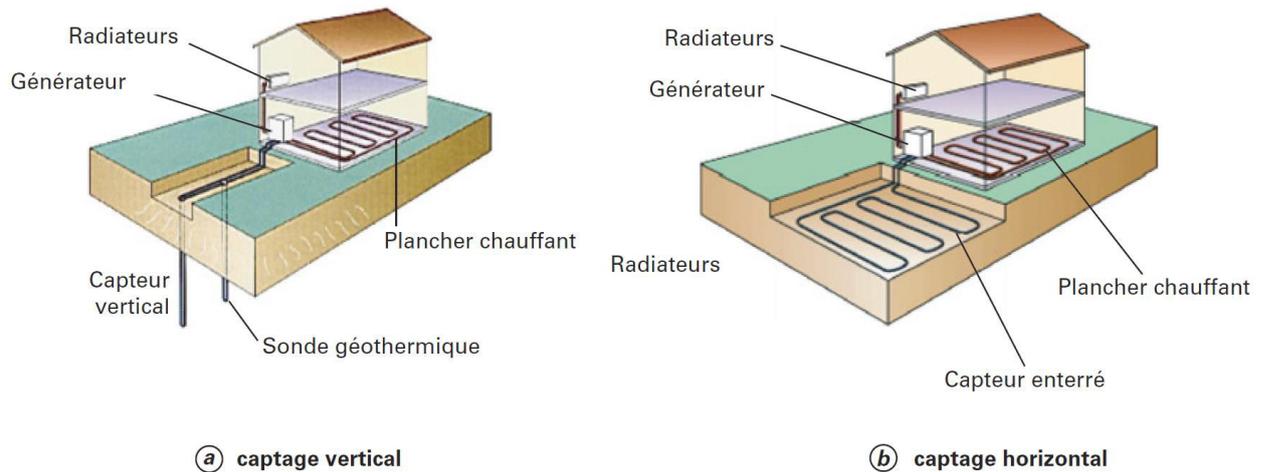


Figure 1. Différents types de géothermie de surface (Laplaige & Lemale, 2010).

De manière générale la mise en place de la géothermie de surface impose la pose d'un échangeur. Afin de réduire les coûts et ainsi augmenter l'applicabilité, l'installation d'échangeurs au sein de structures géotechniques se développe, ces nouvelles structures sont nommées géostructures énergétiques.

Les géostructures énergétiques sont donc des ouvrages de génie civil qui permettent un échange thermique entre les bâtiments et le terrain via la circulation d'un fluide caloporteur dans un circuit intégré aux géostructures (Figure 2). Ces systèmes utilisent le sol comme une source de chauffage ou de refroidissement pour les bâtiments (Fromentin et al., 1999; Laloui et al., 2003; Brandl, 2006). Parmi les grandes familles de géostructures énergétiques, on peut citer les murs de soutènement, les revêtements de tunnel (Zhang et al., 2013) ou encore les pieux (Pahud & Fromentin, 1999; de Moel et al., 2010) (Figure 3).

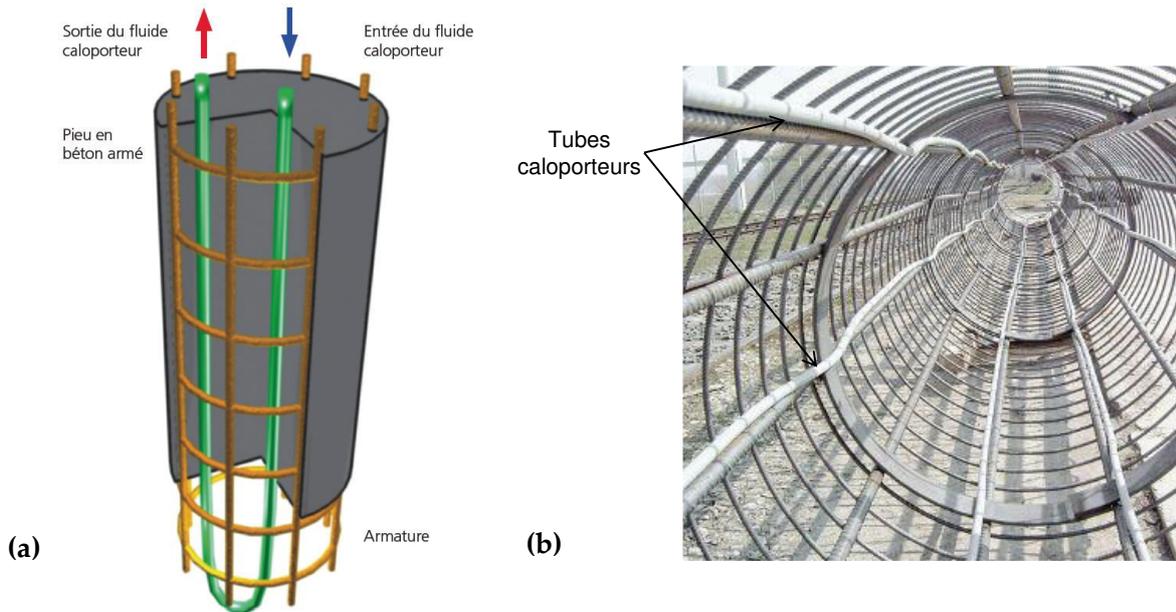


Figure 2. Equipement d'un pieu énergétique avec les tubes échangeurs de chaleurs : (a) Laloui et al. (2006) ;
(b) <http://www.rehau.com>.

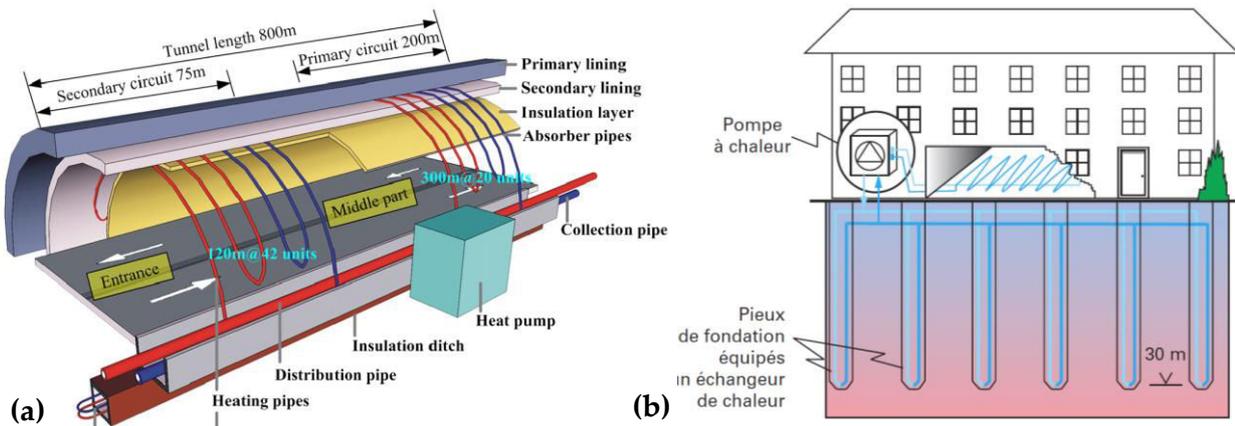


Figure 3. Différents types de géostructures énergétiques : (a) revêtements de tunnel (Zhang et al., 2013) ;
(b) pieu énergétique (Laplaige & Lemale, 2010).

L'utilisation de géostructures énergétiques provoque une variation de la température naturelle du sol (12°C environ) de telle sorte que la température évolue sur un intervalle de 4 à 30°C (Péron et al., 2011). Alors d'importantes questions scientifiques et techniques se posent sur l'influence de cette variation thermique sur la compétence du sol à porter la structure à long terme.

Dans le cas des pieux énergétiques, d'une part, l'expansion ou la contraction thermique du pieu provoquent une contrainte thermique supplémentaire dans le pieu qui pourrait influencer le transfert de charge et en conséquence la contrainte en pointe et le frottement latéral ; et d'autre part, la variation cyclique de la température imposée au sol pourrait influencer ses propriétés

hydriques et mécaniques. Ainsi, le comportement d'un pieu énergétique est directement lié au couplage des phénomènes thermo-hydromécaniques. Les propriétés du sol comme la conductivité thermique, la capacité thermique, la densité, la teneur en eau et la conductivité hydraulique pourraient être influencées et avoir des conséquences sur la capacité portante du pieu.

L'effet de la variation de la température sur le transfert de charge dans les pieux énergétiques a été étudié au cours de ces dernières années par des essais in situ ou en laboratoire, dont quelques exemples seront présentés dans le Chapitre I.

Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse est de quantifier l'impact de la variation de la température sur les paramètres de dimensionnement des pieux, qui en général sont issus des essais pénétrométriques et pressiométriques.

Organisation générale de la thèse

Ce mémoire consiste en 5 chapitres :

- **Chapitre I** - Ce chapitre est consacré à l'état de l'art en matière des pieux énergétiques et de l'effet de la variation de la température sur les propriétés des sols. Dans la première partie de ce chapitre, les différentes conséquences de l'utilisation d'un pieu énergétique sont abordées. Ensuite quelques exemples d'études effectuées afin d'améliorer la compréhension du comportement d'un pieu énergétique, seront présentés et discutés. Dans la deuxième partie, les travaux sur l'évolution des propriétés des différents composants du sol, ainsi que de l'assemblage sous sollicitation thermique sont présentés. La troisième partie comprend une étude bibliographique sur la variation des paramètres du sol en fonction de la température. Le contenu de ce chapitre permet de mieux comprendre l'ensemble des phénomènes impliqués lors d'une sollicitation thermique et aboutit au choix du matériau de l'étude.
- **Chapitre II** - Les matériaux retenus dans ce travail, le mélange sable-kaolinite et le matériau illitique, sont présentés et leurs caractéristiques minéralogiques, chimiques, texturales et physiques sont détaillés. La méthode retenue pour le compactage des éprouvettes est expliquée et la courbe de compactage de chaque matériau est présentée.
- **Chapitre III** - Ce chapitre est consacré aux essais mini-pénétrométriques. Le principe des essais et l'état initial des matériaux d'étude sont présentés. Les résultats obtenus montrent l'influence combinée des états initiaux imposés et la température sur les paramètres pénétrométriques qui sont la résistance en pointe et le frottement latéral.

Chapitre IV - Ce chapitre concerne les essais mini-pressiométriques. Le principe des essais et le dispositif expérimental, le compactage effectué et l'instrumentation du massif et les différents aspects relatifs à la réalisation des essais mini-pressiométriques sont présentés. La typologie et le traitement des résultats ainsi que le programme d'essais retenu sont également présentés. Ce chapitre se termine par une discussion sur l'effet des cycles thermiques sur les paramètres pressiométriques.

- **Chapitre V** - Ce chapitre comprend une étude sur l'évolution de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à des différentes températures, ainsi que l'effet de la nature du sol sur les propriétés thermiques du sol. Les différents modèles de prédiction de la conductivité thermique sont présentés et les valeurs calculées sont comparées avec les données expérimentales. Enfin une modélisation du transfert de chaleur dans la cuve d'essais utilisée pour les essais mini-pressiométriques est présentée. Les données expérimentales enregistrées (la température du massif) lors les sollicitations thermiques effectuées dans la cuve sont comparés à ceux issus de la modélisation et la fiabilité des mesures de l'appareil ainsi que l'homogénéité des massifs pour transférer la chaleur sont vérifiées.

Chapitre I

Évolution des propriétés thermo-hydromécaniques des sols sous l'effet de sollicitations thermiques

Ce chapitre consiste en une étude bibliographique sur les pieux énergétiques et de l'effet de la variation de la température sur les propriétés des sols.

La première partie de ce chapitre est consacrée aux pieux énergétiques. L'objectif est de définir les sollicitations particulières liées à l'utilisation de la géothermie au sein des pieux et de présenter l'impact de la température sur les différents composants d'un sol d'abord séparément et ensuite sur les propriétés de l'assemblage. Enfin, l'évolution des différents paramètres hydromécaniques du sol sous l'effet des variations de température sera décrite.

I.1. Les pieux énergétiques

Malgré le nombre croissant de pieux énergétiques, il n'existe pas encore de norme pour le dimensionnement de ce type de pieux. Seule des recommandations existent telles que celle publiée par l'association anglaise Ground Source Heat Pump (GSHP Association, 2012).

La variation de la température, due au fonctionnement du pieu énergétique et l'échange thermique entre la structure et le sol, provoquent des efforts et des déformations dans les pieux énergétiques. Par exemple, un échauffement du pieu a des conséquences différentes (Figure I.1) :

- un soulèvement du pieu en tête ;
- une modification de la mobilisation du frottement latéral ;
- un effort supplémentaire dans le pieu engendré par la dilatation empêchée ;
- une modification des propriétés mécaniques du sol due à la variation de température.

De plus, les variations cycliques de température engendrées par les pieux énergétiques vont influencer le comportement thermo-mécanique du sol et du pieu.

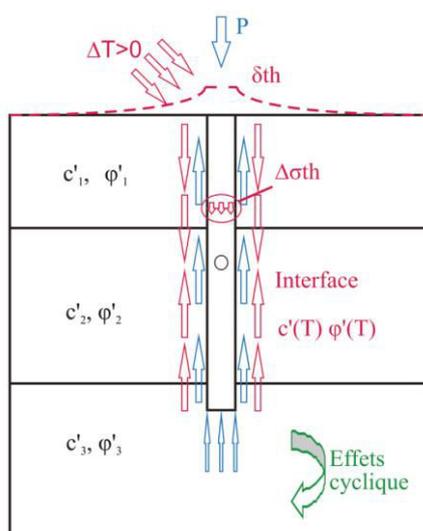


Figure I.1. Effets de l'échauffement sur un pieu (Di Donna & Laloui, 2012).

La modification de la mobilisation du frottement latéral est due à la déformation thermique. Le frottement latéral mobilisé dans un pieu peut être calculé par l'équation (I.1) :

$$q_s(z) = \frac{A \cdot E_{\text{pieu}}}{\pi \cdot D} \cdot \frac{\Delta \varepsilon(z)}{dz} \quad (\text{I.1})$$

avec :

- $q_s(z)$: le frottement latéral unitaire ;
- D et A : le diamètre et la section du pieu ;
- E_{pieu} : le module d'élasticité longitudinale du pieu ;
- dz : l'épaisseur de la couche concernée ;
- $\Delta \varepsilon(z)$: la différence des déformations mesurées entre le bas et le haut du pieu dans la couche concernée (Bustamante et al., 1991; Vulliet & Meyer, 1999, cité par Laloui et al., 2003).

La dilatation du pieu est entravée latéralement et en pied par le sol, et en tête par la structure. Ceci dépend directement de la variation de la température, du module d'élasticité du pieu, du coefficient de dilatance, et du taux de liberté de la tête et de la pointe du pieu (Laloui et al., 2003). Le taux de liberté de la structure (n) est défini comme le quotient de la dilatation empêchée du pieu (ε_g), par la déformation du pieu dans les conditions complètement libres (ε_1).

$$n = \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_1} \quad (\text{I.2})$$

$$\varepsilon_1 = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (\text{I.3})$$

avec :

- α_T : le coefficient d'expansion thermique du pieu (1/K) ;
- ΔT : l'amplitude de température (K).

Le taux de liberté est égal à 0 dans les conditions complètement bloquées et égal à 1 dans les conditions complètement libres. Laloui et al. (2003) ont défini la contrainte supplémentaire dans le pieu (σ) engendrée par la dilatation empêchée (ε_g), par l'équation (I.4) :

$$\sigma = -E_{\text{pieu}} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_g) = E_{\text{pieu}} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot (n - 1) \quad (\text{I.4})$$

Afin de déterminer cette contrainte, les valeurs du taux de liberté de la structure (n) aux mêmes profondeurs doivent être obtenues à partir des mesures de déformations empêchées.

Alors la charge d'origine thermique ajoutée dans le pieu (Q_{Th}) est calculée :

$$Q_{Th} = E_{pieu} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot (n-1) \cdot A(z) \quad (I.5)$$

La répartition de la charge mécanique dans le pieu (Q_m) selon l'axe vertical z est définie par l'équation (I.6).

$$Q_m(z) = \varepsilon_g(z) \cdot A(z) \cdot E_{pieu} \quad (I.6)$$

Enfin, la charge totale induite dans le pieu est la somme de Q_{Th} et Q_m .

$$Q_{TOT} = Q_{Th} + Q_m \quad (I.7)$$

Bourne-Webb et al. (2013) ont développé un cadre descriptif afin de comprendre la réponse d'un pieu énergétique qui comprend l'effet de l'empêchement par l'interface sol-pieu ainsi que le blocage en pied et en tête du pieu sous une sollicitation thermique. La Figure I.2 illustre la déformation axiale empêchée (ε_{T-Rstr}), la charge axiale (P) et le frottement latéral unitaire (q_s) engendré par une sollicitation thermique. L'empêchement en tête est produit par la structure et sa charge, et la restriction en pied du pieu est le résultat de la présence d'une couche très rigide. Les profils de déformation et de charge dépendent de la rigidité relative des blocages et ils augmentent avec l'augmentation de cette rigidité. Au contraire le frottement mobilisé diminue quand les blocages augmentent. L'effet du refroidissement est donc le contraire de celui de l'échauffement.

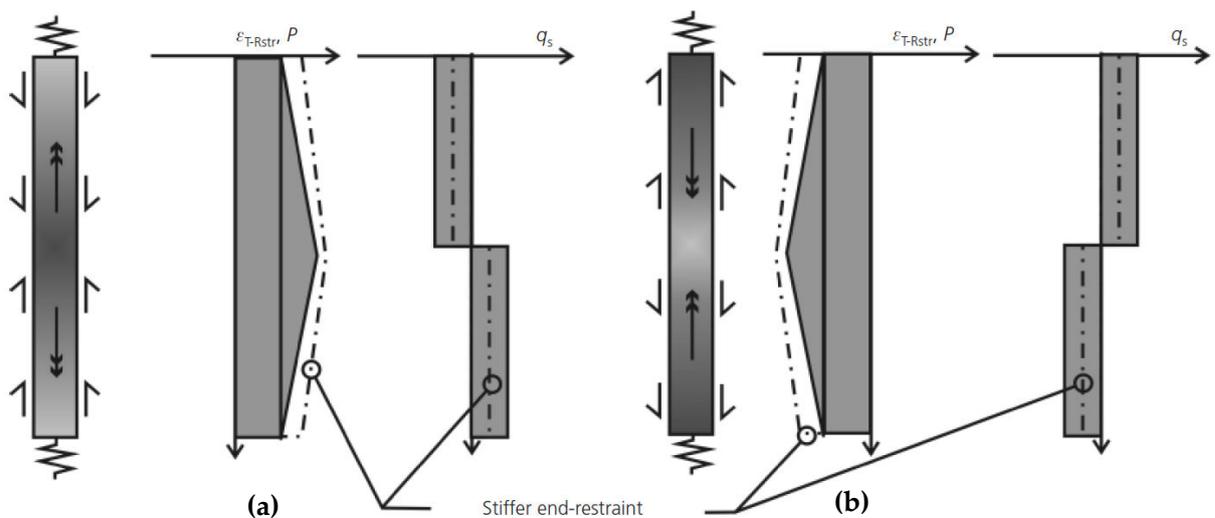


Figure I.2. Réponse thermique sans charge mécanique : (a) échauffement du pieu ; (b) refroidissement du pieu
(Bourne-Webb et al., 2013).

L'effet combiné de la sollicitation thermique et de la sollicitation mécanique sur le transfert de charge est présenté dans la Figure I.3. Ce cadre descriptif permet de correctement schématiser les mécanismes de réponse d'un pieu énergétique.

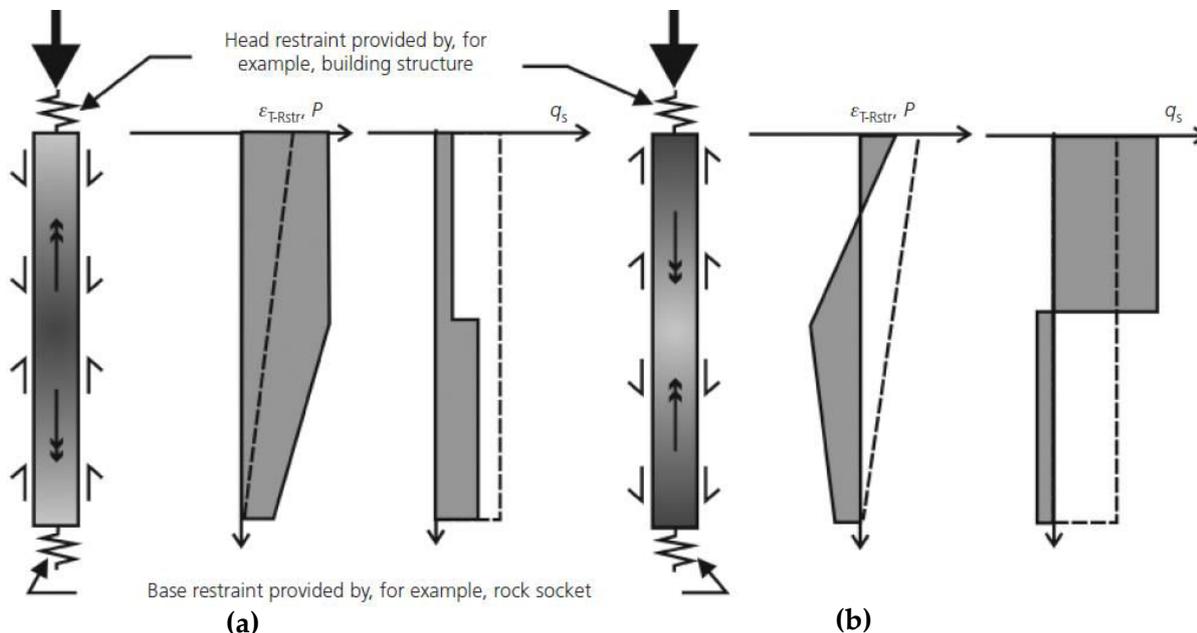


Figure I.3. Réponse thermique avec la charge mécanique : (a) échauffement du pieu ; (b) refroidissement du pieu (Bourne-Webb et al., 2013).

Différentes études in situ et en laboratoire sont faites afin d'étudier le comportement des pieux énergétiques et leur réponse thermo-mécanique (Laloui et al., 2003; Bourne-Webb et al., 2009; McCartney et al., 2010; Tang et al., 2013; Akrouch et al., 2014). Dans cette partie, seront présentées deux études en grande échelle à Lausanne et à Londres et une étude de laboratoire dans une centrifugeuse.

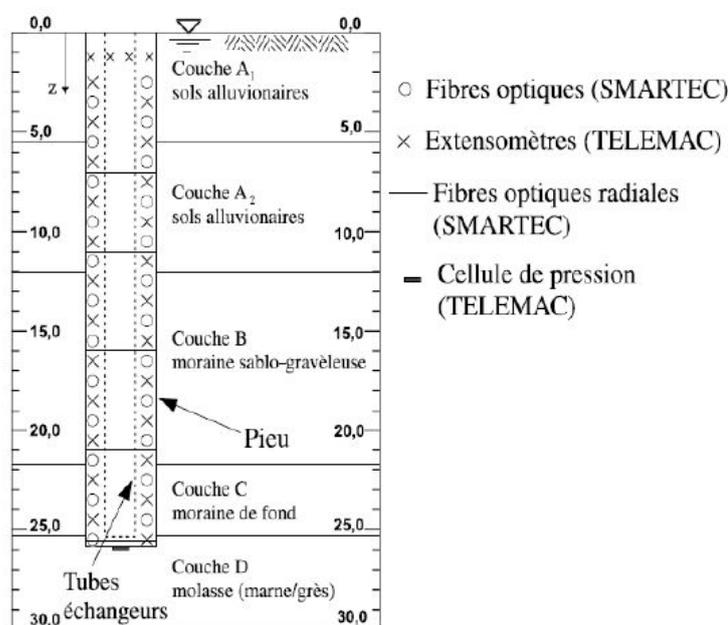
I.1.1. Essais in situ

Dans cette partie, nous présenterons les principes et les résultats des deux campagnes d'essais in situ issues de la littérature.

I.1.1.1. Essai en grande échelle, Lausanne (Laloui et al., 2003)

L'objectif de l'étude effectuée par Laloui et al. (2003) était d'étudier l'effet du gradient thermique sur la portance d'un pieu énergétique. Un bâtiment de quatre étages en construction a été choisi pour réaliser des essais thermiques subissant des cycles de chauffage et de refroidissement. Un pieu énergétique (diamètre 0,88 m et longueur 25,8 m) a été foré et équipé avec des sondes de

polyéthylène en configuration de type U. Des cycles thermiques ont été appliqués au fur et à mesure de l'augmentation de la charge en tête due à la construction de chaque étage du bâtiment. Un essai est réalisé avant la construction du bâtiment puis la tête du pieu est encastrée par la structure du bâtiment en construction (pour l'essai avant la construction elle est libre) et la pointe du pieu est encastrée dans une couche de molasse marneuse. Le profil géologique du sol et l'emplacement des capteurs sont représentés sur la Figure I.4. 58 capteurs permettent de suivre le comportement du pieu : 24 capteurs à fibres optiques mesurent les déformations verticales ; 28 extensomètres à corde vibrante mesurent les déformations verticales et la température ; 5 capteurs à fibre optique de 2 m de longueur mesurent les déformations radiales à cinq profondeurs et 1 cellule de pression mesure la charge en pointe (Figure I.4).



Type de sol	Consistance	Résistance	w (%)	γ_d (kN/m ³)
A	Alluvionaire glacio-lacustre	Tendre $c_{us} = 15-20$ kN/m ²	30	15
B	Moraine sablo-graveleuse	Tendre $c_{us} = 20-30$ kN/m ²	20-40	13-19
C	Moraine de fond argile sableuse	— $c_{us} = 70-150$ kN/m ²	14-20	18
D	Molasse marneuse	— $R_c = 12$ MPa Module d'élasticité entre 3000 et 7000 MPa	—	—

Nota : c_{us} , résistance au cisaillement non drainé déterminée au scissomètre; R_c , résistance à la compression simple; w, teneur en eau; γ_d , poids spécifique apparent sec.

Figure I.4. Profil géologique et instrumentation du pieu d'essai (Laloui et al., 2003).

Le pieu a été soumis successivement aux sollicitations mécaniques, par le poids propre du bâtiment en construction puis aux sollicitations thermiques, à l'aide du module de chauffage par circulation d'eau dans les tubes en polyéthylène installés dans le pieu ($\Delta T = 22$ °C pour l'essai

avant la construction et $\Delta T \cong 15 \text{ }^\circ\text{C}$ pour les autres essais d'une température initiale de 13 à 14 $^\circ\text{C}$). À la fin de la construction de chaque étage un cycle de chargement thermique a été imposé au pieu afin de découpler les effets thermiques et mécaniques (7 essais, Figure I.5a).

La Figure I.5a présente les déplacements de la tête du pieu suivis par des moyens topographiques. Les valeurs des déplacements thermiques au cours de chaque essai sont suivies du tassement produit par la construction des étages du bâtiment. Après l'essai 1, la structure du bâtiment empêche partiellement le déplacement du pieu. Après chaque échauffement il y a un soulèvement de la tête du pieu mais ce soulèvement est réversible et disparaît au refroidissement. Suite à la construction de chaque étage, un tassement irréversible est mesuré.

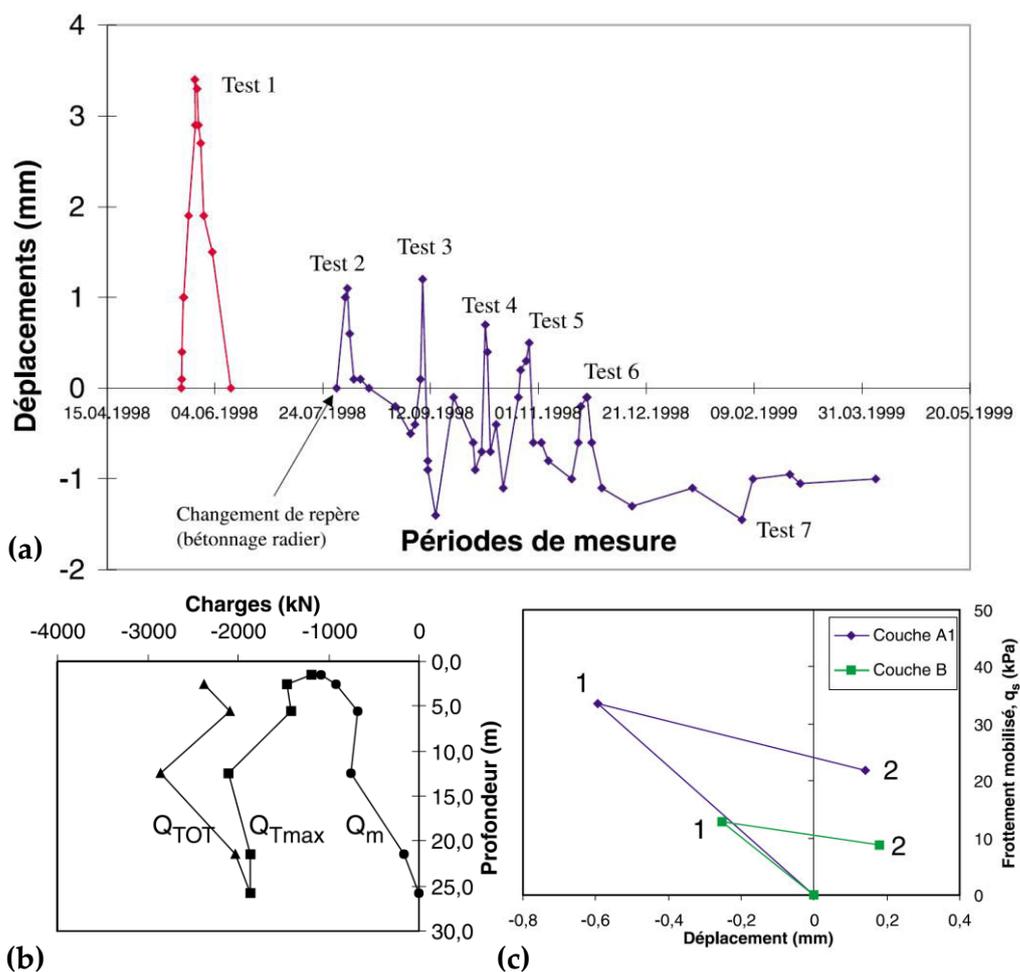


Figure I.5. Résultat des essais : (a) déplacement vertical de la tête du pieu, mesure topographique ; (b) charges mécanique (Q_m), thermique (Q_{Tmax}) et totale (Q_{TOT}) dans le pieu à la fin de la construction du bâtiment (essai 7) ; (c) mobilisation du frottement latéral par le poids du bâtiment (1) et l'échauffement (2) (Laloui et al., 2003).

La Figure I.5b montre l'évolution de la charge mécanique (Q_m), de la charge d'origine thermique (Q_{Tmax} à $\Delta T = 13,4 \text{ }^\circ\text{C}$) et de la charge totale (Q_{TOT}) en fonction de la profondeur pour l'essai de

sollicitation thermique 7 (test 7). La charge thermique est plus uniforme et plus importante par rapport à la charge mécanique. Dans le cas présent, la charge totale reste compatible avec l'élasticité du sol et sa capacité portante. La Figure I.5c montre l'évolution du frottement latéral mesuré lors de l'essai 7 en fonction du déplacement. Après la phase de tassement (1) liée au poids du bâtiment, l'échauffement (2) produit un soulèvement qui engendre une diminution de la mobilisation de frottement. L'effort thermique étant réversible, le refroidissement du pieu, d'après les auteurs, devrait ramener le frottement mobilisé aux points initiaux.

Quelques impacts de sollicitations thermiques sont résumés :

- un soulèvement détectable en tête à cause de la dilatation totale du pieu lors de l'échauffement ;
- un comportement thermoélastique linéaire du pieu et une réversibilité des déformations lors d'un cycle thermique ;
- si la tête du pieu est libre, alors les déformations thermiques diminuent avec la profondeur (à cause du frottement latéral et du type de sol) ;
- si la tête du pieu est bloquée, alors les déplacements verticaux (déformation empêchée) sont bloqués partiellement par la structure et le soulèvement en tête du pieu est plus faible que lorsque la tête de pieu est libre ;

Dans ce travail, l'influence de la température sur le sol n'a pas été étudiée. En effet, les auteurs considèrent comme secondaire la variation des caractéristiques de résistance du sol liée à l'augmentation de la température dans le cas des pieux énergétiques.

I.1.1.2. Essai en grande échelle, Londres (Bourne-Webb et al., 2009)

L'étude effectuée par Bourne-Webb et al. (2009) porte sur l'effet des cycles de chauffage et de refroidissement sur le fonctionnement d'un pieu énergétique, ainsi que sur la réponse thermodynamique du système géothermique. Pour cela, un pieu d'essai de 23 m de longueur, et de 0,61 m de diamètre sur les 5 premiers mètres et 0,55 m sur le reste est foré dans une formation typique de Londres composée en superficie de dépôts fluviaux puis d'argile de Londres indurée (Figure I.6). La tête du pieu est encastrée par la charge statique et la pointe du pieu est encastrée dans l'argile de Londres. Le pieu est équipé de 18 jauges vibrantes afin de mesurer des effets mécaniques, 6 capteurs de mesure de la température, 900 m de fibre optique afin de mesurer les déformations et la température (OFS : optical fibre sensors), ainsi que 5 éléments externes de

contrôle de charge (cellule de charge et LVDTs). Une cellule de chargement de 4 MN est utilisée pour réaliser l'essai de chargement et une pompe à chaleur applique la sollicitation thermique cyclique (cycles de refroidissement et de chauffage). Un forage instrumenté permet d'obtenir la température du terrain. Au final, un essai de chargement destructif est réalisé sur le pieu afin de vérifier sa capacité portante.

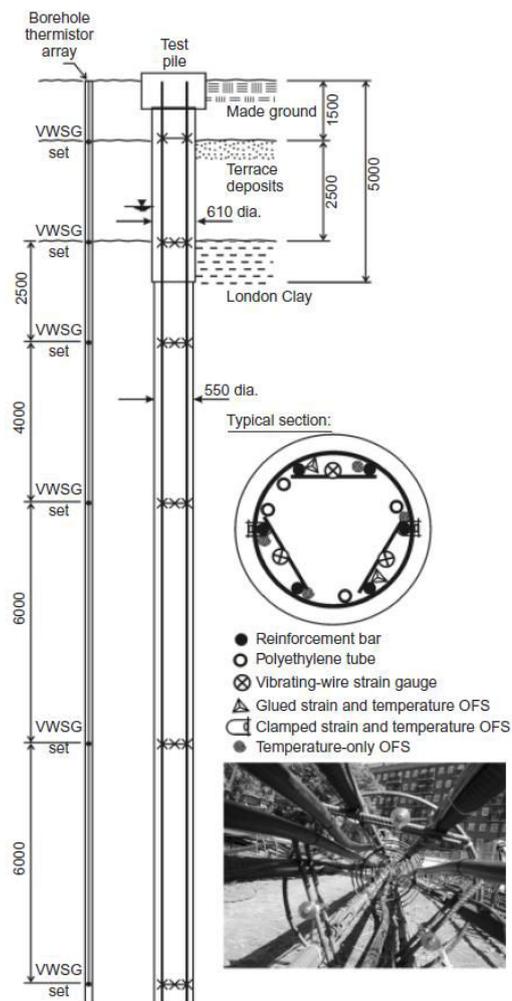


Figure I.6. Profil géologique et instrumentation du pieu d'essai (Bourne-Webb et al., 2009).

Après l'installation de tous les éléments et une période d'attente d'un mois, un essai de chargement statique (charge maximale de 1800 kN) a été réalisé afin de mesurer la capacité portante du pieu. Après le déchargement et trois jours d'attente, une charge statique de 1200 kN a été appliquée et les charges thermiques ont été imposées en commençant par un refroidissement puis 2 cycles thermiques entre -6 et 40 °C. Avec le cycle de refroidissement à -6 °C, la création prévue du gel à l'interface sol-pieu n'a pas été développée. Après le dernier cycle de refroidissement un essai de chargement destructif a été réalisé sous une charge de 3600 kN.

Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit.

- Une légère augmentation de la rigidité effective du pieu entre l'essai de chargement statique initial et l'essai de chargement final a été observée. Les auteurs (Bourne-Webb et al., 2009) ont attribué ce changement à l'augmentation de la résistance en fonction de temps, aux effets de fluage, et à l'impact de la variation de la température sur les propriétés du béton, et aux cycles de déformations imposés par l'ensemble de ces phénomènes.
- De petits déplacements à la tête du pieu ont été observés et la cellule de chargement a permis d'enregistrer une expansion en tête de pieu lors du chauffage et une contraction lors du refroidissement (Figure I.7).

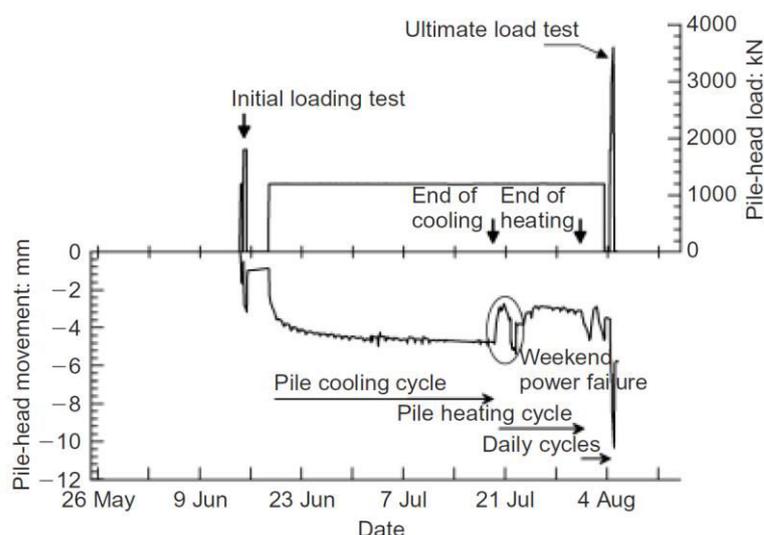


Figure I.7. Charge mécanique et déplacement en tête du pieu lors de l'essai (Bourne-Webb et al., 2011).

- Le profil de la variation de la température dans le sol autour du pieu d'essai est symétrique et diminue en s'éloignant du centre du pieu d'essai (Figure I.8), en revanche la variation de la température avec la profondeur est uniforme.
- Du refroidissement résulte une augmentation du frottement latéral dans la partie supérieure du pieu (vers la tête) et une diminution dans la partie inférieure du pieu (vers la pointe). Les charges axiales compressives diminuent et des charges de traction sont observées dans la zone proche de la pointe du pieu (entre 200 et 500 kN).
- L'effet de chauffage est l'inverse de celui du refroidissement.

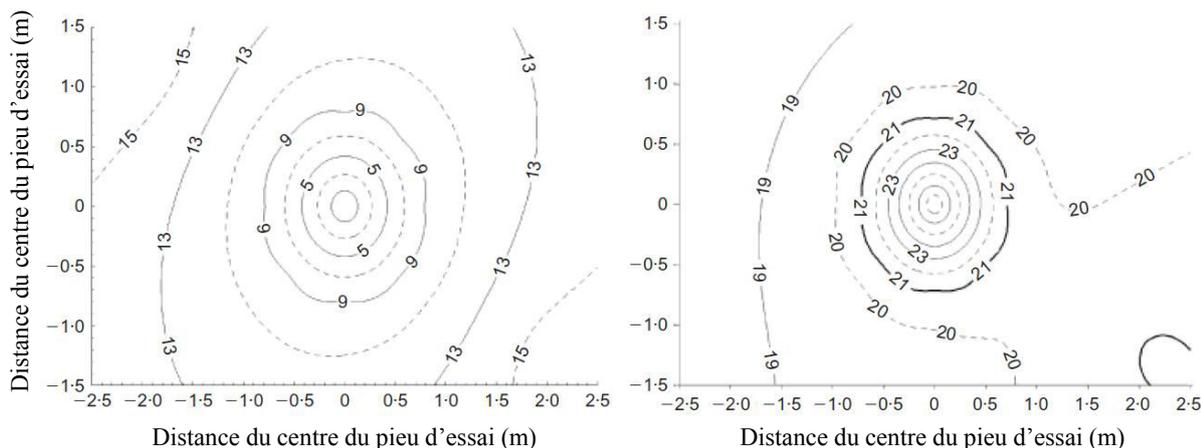


Figure I.8. Contour de la variation de température à 12m de profondeur : (a) à la fin de refroidissement ; (b) à la fin de chauffage (Bourne-Webb et al., 2009).

- Aucune déformation permanente n'est apparue, le temps de chargement constant avant l'application de la variation thermique et le délai de repos entre la fin de la sollicitation thermique et le chargement final destructif n'ont pas été suffisamment importants pour permettre l'apparition des déformations irréversibles.

Lors de ces essais in situ, l'effet de la température sur le sol encaissant n'a pas été étudié.

I.1.1.3. Comparaison des deux études en vraie grandeur

Dans le cas de l'étude de Laloui et al. (2003), la tête et la pointe du pieu sont encastrées par la structure du bâtiment et par une couche de molasse marneuse (très rigide). Ainsi, quand le pieu est chauffé, il est bloqué entre la structure et la couche rigide ce qui résulte en une augmentation importante de la charge axiale (Figure I.5b) qui peut aller jusqu'à dépasser deux fois la charge due au chargement mécanique seul et une augmentation très importante à la pointe du pieu. Dans l'étude de Bourne-Webb et al. (2009), le pieu n'est pas bien encastré (la tête du pieu peut se déplacer librement sous une charge constant de 1200 kN) et la pointe du pieu est dans des formations argileuses. Il peut donc être considéré comme un pieu quasiment libre avec peu de contrainte sur ses mouvements à chaque extrémité. Ainsi l'augmentation de la charge axiale avec le chauffage n'est pas uniforme et elle est moins importante que celle mesurée dans l'étude de Laloui et al. (2003).

Ces deux études permettent de mettre clairement en évidence l'influence des conditions d'encastrement des pieux énergétiques sur leur comportement vis-à-vis des sollicitations

thermiques. En revanche, l'effet de la variation de la température sur les paramètres thermo-hydro-mécaniques du sol n'a pas été étudié.

I.1.2. Essai en laboratoire : pieux en modèle réduit en centrifugeuse

Les essais effectués en laboratoire sur modèle réduit sont peu nombreux. McCartney et al. (2010) ont réalisé des essais sur des pieux dans une centrifugeuse. La Figure I.9 montre le dispositif expérimental utilisé.

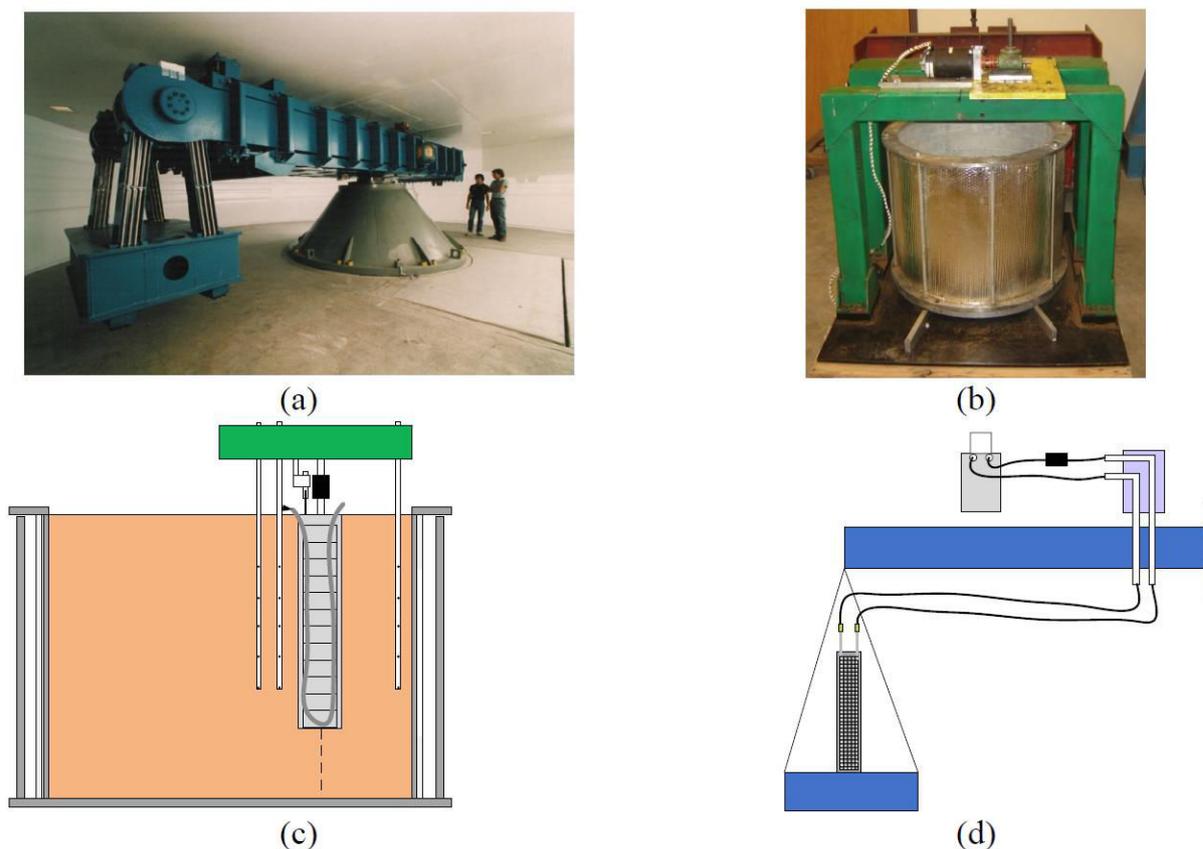


Figure I.9. (a) Centrifugeuse géotechnique de l'Université du Colorado à Boulder ; (b) Configuration du bâti de chargement contenant le sol étudié ; (c) Représentation schématique ; (d) Schéma de la configuration du pieu et de la pompe à chaleur (McCartney et al., 2010).

Quatre pieux en béton d'un diamètre de 76,2 mm et d'une longueur de 381 mm sont utilisés pour les essais. Dans les conditions de centrifugation (24g), ces pieux sont équivalents à des pieux de 1,8 m de diamètre et 9,1 m de longueur. Le massif de 540 mm de haut et 600 mm de diamètre est constitué d'un limon (Bonny silt) compacté dans une cuve cylindrique en aluminium en plusieurs couches jusqu'à atteindre le poids volumique sec et la teneur en eau visés ($\gamma_d = 17,2 \text{ kN/m}^3$ et $w = w_{OPN} = 13,2\%$). Après avoir compacté la deuxième couche (l'équivalent de deux fois le diamètre du pieu d'essai), les 4 pieux ont été placés à l'intérieur du massif avec une distance d'au moins

190 mm les uns des autres et de 180 mm du centre de la cuve. La pompe à chaleur utilisée comprend un système de contrôle de la température et de circulation automatisé, avec une plage de température possible allant de -28 à 200 °C.

Trois essais sont présentés : l'un à la température ambiante ($T_0=15\text{ °C}$) et les deux autres après une augmentation de la température ΔT de 29 et 41 °C. Lors de l'accélération de la centrifugeuse, le pieu se tasse sous son propre poids jusqu'à stabilisation. Ensuite, un déplacement constant de 0,2 mm/minute est appliqué jusqu'à atteindre le déplacement maximal du capteur de déplacement LVDT (25,4 mm). Après stabilisation, les pieux sont chauffés (ΔT) puis le pieu est chargé à une vitesse constante de 0,2 mm/minute jusqu'au déplacement maximal de LVDT. Les résultats sont présentés dans la Figure I.10. Les auteurs ont utilisé le critère de Davisson pour calculer la charge limite (Équation (I.8)) :

$$Q_{ult} = 3,81\text{mm} + 0,01D + \frac{QL}{AE} \tag{I.8}$$

avec :

- 3,81 mm : le déplacement nécessaire afin de mobiliser le frottement latéral ;
- D : le diamètre du pieu (ici équivalant à 1,8 m) ;
- $\frac{QL}{AE}$: la compressibilité élastique du pieu en béton à la charge Q (la tangente du début des courbes).

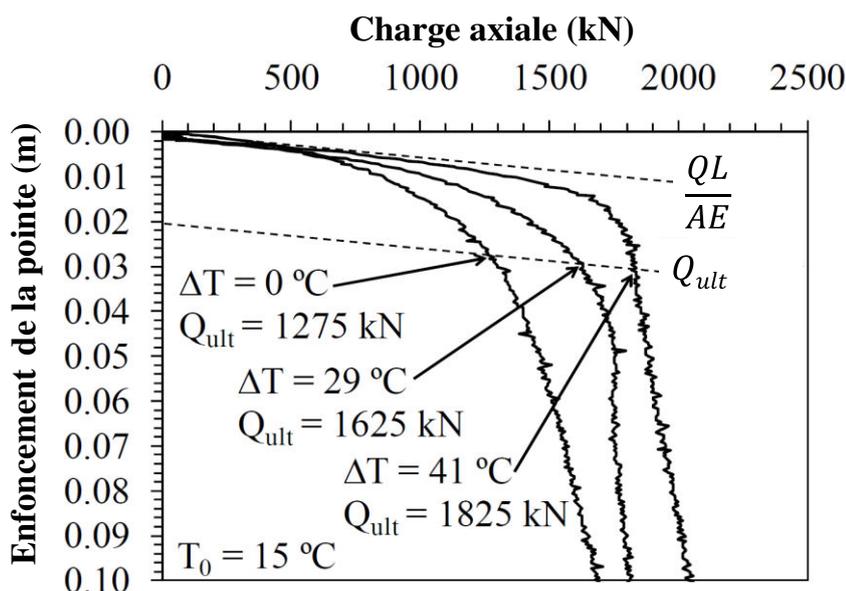


Figure I.10. Courbes de charge-déplacement (McCartney et al., 2010).

L'augmentation de la température, ΔT de 29 et de 41 °C, a provoqué une augmentation de la charge limite ($\cong 30-40\%$) par rapport à celle obtenue à la température ambiante (15 °C).

Une étude de transfert de charge (T-z) a été effectuée afin d'analyser les contributions relatives de la résistance en pointe et du frottement latéral à la charge limite du pieu. Les courbes Q-z (mobilisation de la résistance en pointe avec le déplacement) et T-z (mobilisation du frottement latéral avec le déplacement) ont été modélisées à l'aide des fonctions hyperboliques, avec des paramètres sélectionnés pour s'adapter à la forme des courbes expérimentales de charge-enfoncement obtenues lors de l'essai à la température ambiante. Les auteurs ont supposé que la résistance en pointe ne varie pas avec la température pour les essais présentés dans cette étude car les pieux ont été chauffés sans application de charge, et donc lors de la dilatation le pieu n'est pas bloqué en pointe. Ils ont évalué une charge limite en pointe (Q_c) de 990 kN en utilisant la résistance au cisaillement non drainée (c_u) du sol à la pointe pour une section A :

$$Q_c = 9.A.c_u \quad (\text{I.9})$$

La dilatation thermique du pieu engendre une augmentation du frottement latéral. En fait, quand le pieu se dilate à cause du chauffage, le sol sera comprimé et le frottement à l'interface va augmenter. Ils ont intégré les différents effets thermiques sur l'effort de frottement latéral drainé (Q_s) :

$$Q_s = \beta_i.A_s.\sigma'_v.(K_0 + (K_p - K_0).K_T) \tan \varphi' \quad (\text{I.10})$$

avec :

- β_i : le facteur de réduction empirique représentant le comportement du sol interface ;
- A_s : la surface latérale du pieu ;
- σ'_v : la surcharge ;
- K_0 : le coefficient de pression des terres au repos (égal à $1 - \sin \varphi'$) ;
- K_p : le coefficient de pression latérale dans le cas passif (égal à $\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$) ;
- φ' : l'angle de frottement drainé (Même si le sol est non saturé dans ces essais, l'angle de frottement est considéré identique aux conditions saturées et égale à 32°) ;
- K_T : le facteur de réduction représentant la mobilisation de la pression passive due à la déformation induite thermiquement :

$$K_T = \kappa \alpha_T \Delta T \left(\frac{D/2}{0,02L} \right) \tag{I.11}$$

- κ : un coefficient empirique représentant la résistance du sol à la dilatation du pieu ;
- α_T : le coefficient d'expansion thermique du pieu ($8,5 \times 10^{-6}$ m/m °C) ;
- $[(D/2)/0,02L]$: un facteur de normalisation géométrique proposé par Reese et al. (2004).

McCartney et al. (2010) ont défini les valeurs de β et κ égales à 0,55 et 65 en ajustant les courbes à la température ambiante (T_0) et après une augmentation de la température (ΔT) de 29 °C (Figure I.11a et Figure I.11b). Ils les ont ensuite utilisés afin de prédire la courbe pour une augmentation de la température (ΔT) de 41 °C (Figure I.11c). Les valeurs calculées montrent une bonne comptabilité avec les résultats expérimentaux. La Figure I.11d présente le frottement latéral en fonction de la profondeur aux différentes températures.

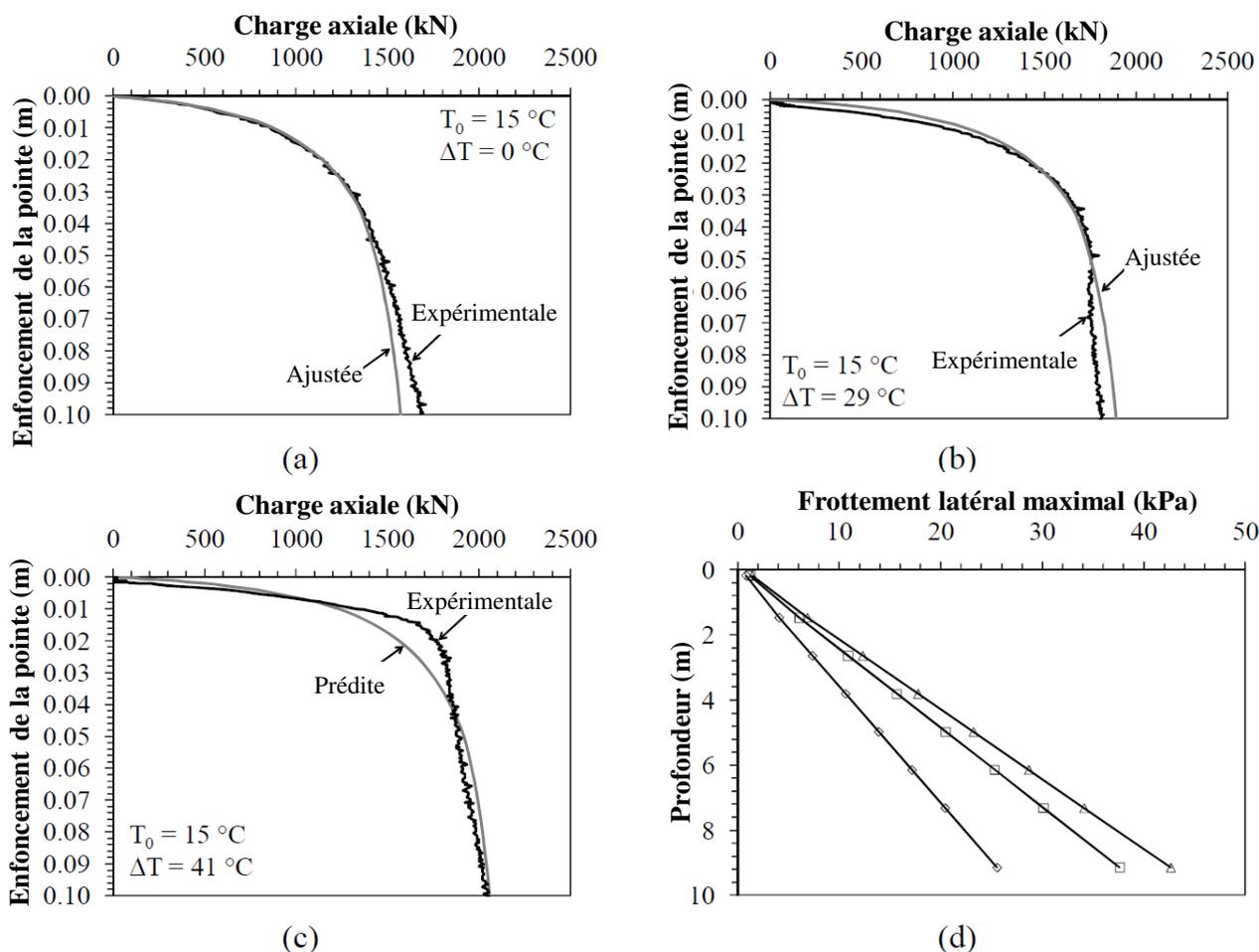


Figure I.11. Résultats de l'analyse de transfert de charge : (a) Essai à la température ambiante ; (b) essai à 50 °C ; (c) essai à 60 °C ; et (d) distribution du frottement latéral en fonction de la profondeur calculé à partir de l'analyse T-z (McCartney et al., 2010).

Dans ces essais en modèle réduit les paramètres du sol sont considérés inchangés en fonction de la température. En réalité, l'angle de frottement et la résistance au cisaillement pourraient changer avec la variation de la température. Ainsi l'hypothèse retenue dans cette étude qui considère que la résistance en pointe ne varie pas avec la température n'est pas valable. Un effet combiné du phénomène expliqué ci-dessus (une augmentation du frottement latéral avec la dilatation thermique du pieu) et de la variation des paramètres du sol en fonction de la température résulterait une augmentation ou une diminution de la charge limite.

I.1.3. Conclusion

Les essais présentés dans cette partie ont montré que le transfert de charge dans le pieu varie avec la variation de la température. Une augmentation de la charge axiale du pieu est observée avec le chauffage lors des essais en grande échelle. Tous ces essais ont négligé l'effet de la température sur les paramètres du sol. Dans ce qui suit, nous présentons une étude bibliographique, afin de mettre en évidence l'influence de la variation de la température sur les différents paramètres du sol. Par la suite, cet effet, non négligeable, sera étudié dans le cadre de notre étude au travers des essais mini-pénétrométriques et mini-pressiométriques, les essais généralement utilisés pour le dimensionnement des pieux.

I.2. Évolution des propriétés physiques de l'eau, des particules solides et de l'assemblage avec la température

Les trois composants du sol sont les particules solides, l'eau et l'air. La dilatation des grains solides, l'expansion volumique de l'eau ou encore la diminution de sa viscosité avec l'augmentation de la température sont des phénomènes physiques déjà mise en évidence. Dans cette partie, l'effet de la température sur les propriétés physiques des particules solides et sur l'eau est d'abord présenté, et ensuite, le comportement de l'assemblage (grains + eau + air = sol) avec la température est étudié. L'effet de la température sur le comportement de l'air dans les sols est considéré comme étant négligeable.

I.2.1. Dilatation thermique des particules solides

Au cours de la dilatation thermique, on suppose que la forme, la longueur et le volume des particules (minéraux) changent. Deux coefficients d'expansion thermique sont donc définis : le coefficient d'expansion thermique linéaire et le coefficient d'expansion thermique volumique. Le

coefficient d'expansion thermique linéaire (α_L) donne l'augmentation relative de la longueur en fonction de l'augmentation de la température :

$$\alpha_L = \frac{1}{L_0} \left(\frac{\Delta L}{\Delta T} \right) \quad (\text{I.12})$$

avec :

- L_0 : la longueur initial ;
- ΔT : la variation de la température ;
- ΔL : la variation de la longueur.

Le coefficient d'expansion thermique volumique (α_v) est égal à :

$$\alpha_v = \frac{1}{V_0} \left(\frac{dV}{dT} \right) p \quad (\text{I.13})$$

avec :

- V_0 : le volume initial ;
- p : la pression ;
- dT : la variation de la température ;
- dV : la variation du volume du à dT sous une pression constante p .

La pression a une influence directe sur ces coefficients d'expansion thermique. L'effet de la pression est opposé à celui d'une augmentation de la température. Avec l'augmentation de la pression de confinement, les coefficients de dilatation thermique linéaires et volumétriques diminuent (Jumikis (1983) cité par Huitari & Kukkonen (2004)). Le Tableau I.1 présente le coefficient d'expansion thermique de certains minéraux (Fei, 1995).

Tableau I.1. Coefficient d'expansion thermique des minéraux (Fei, 1995).

Minéraux	Intervalle de température (°C)	Coefficient d'expansion thermique ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Cao	20-1854	33,5
Muscovite	20-764	35,4
Trémolite	24-700	31,3
Calcite (CaCO ₃)	24-900	3,8
Dolomite	24-700	22,8
Cordiérite	25-600	2,6
Quartz	25-500	24,3

I.2.2. Effet de la température sur les propriétés de l'eau

Différents types d'eau cohabitent dans un sol :

- l'eau de constitution : des molécules d'eau inextricables de la constitution chimique des masses minérales du sol ;
- l'eau libre : capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'une différence de pression ;
- l'eau capillaire : soumise aux forces de tension se développant au contact de l'eau et de l'air et à l'action de la gravité ;
- l'eau adsorbée : comprenant de l'eau liée (hygroscopique) et de l'eau pelliculaire, attachée à la surface des grains par des forces d'attraction moléculaire.

Dans ce qui suit, tout d'abord, l'effet de la variation de température sur les propriétés de l'eau pure (et non l'eau dans les pores du sol) est discuté, et ensuite l'influence de la variation de température sur l'eau dans le sol est étudiée.

I.2.2.1. Propriétés de l'eau pure en fonction de la température

La molécule d'eau, étant dipolaire, elle tend à former des liaisons hydrogène avec les molécules voisines ce qui lui confère un volume, une viscosité et une tension superficielle particulière. Le résultat de ces forces de liaison évolue sous les effets conjugués de la pression et de la température. Dans cette section, l'effet de la température sur la viscosité, l'expansion thermique et la tension superficielle de l'eau sont présentés.

I.2.2.1.a. Viscosité

Korson et al. (1969) et Hillel (1980) proposent les équations empiriques (I.14) et (I.15) pour rendre compte de la diminution de la viscosité de l'eau avec l'augmentation de la température.

$$\log \frac{\mu_T}{\mu_{20}} = \frac{1,1709 (20 - T) - 0,001827 (T - 20)^2}{T + 89,93} \quad (\text{I.14})$$

$$\mu_T = -0,00046575 \ln(T) + 0,00239138 \quad (\text{I.15})$$

avec :

- T : la température (comprise entre 10 et 70 °C pour Korson et al. : équation (I.14))
- μ_T et μ_{20} : les viscosités de l'eau à la température T et à 20 °C en Pa.s respectivement.

La Figure I.12 présente l'évolution de la viscosité de l'eau libre avec la température selon les équations (I.14) et (I.15). Les deux modèles sont compatibles et montrent bien la diminution de la viscosité avec l'augmentation de la température. L'équation de Hillel complète bien l'équation de Korson et al. pour les températures inférieures à 10 °C et supérieures à 70 °C. À proximité de 0 °C, la viscosité tend vers l'infini, ce qui est cohérent avec la cristallisation de l'eau.

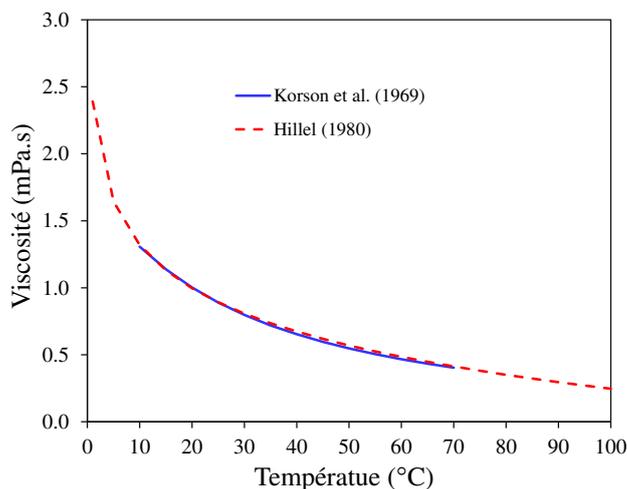


Figure I.12. Viscosité de l'eau libre en fonction de température.

I.2.2.1.b. Expansion thermique

Une agitation moléculaire apparaît dès que la température dépasse le 0 absolu. Cette agitation augmente avec la température de telle sorte que les molécules d'eau occupent une place de plus en plus importante. La Figure I.13a présente l'évolution du volume spécifique de l'eau pure soumise à différentes températures (IAPWS, 1994). Le volume de l'eau diminue de 0 à 4 °C, à cause de la formation de chaînes moléculaires spécifiques formées de ponts hydrogène qui entraînent une diminution de volume. Le coefficient d'expansion thermique de l'eau (α_w) est calculé par l'équation (I.13). La Figure I.13b montre α_w en fonction de la température pour différentes pressions. α_w augmente de façon significative avec la température. À la pression atmosphérique (0,1 MPa), ce coefficient augmente de 0 à $7 \times 10^{-4} \text{ °C}^{-1}$ lorsque la température augmente de 4 à 90 °C. Pour les températures inférieures à 4 °C, α_w est négatif car le volume diminue avec l'augmentation de la température. La Figure I.13b montre qu'en dessous de 50°C, α_w augmente avec l'augmentation de la pression tandis qu'au-dessus de 50°C, α_w diminue avec l'augmentation de la pression (point A - Figure I.13b). Au-delà de 50 °C, l'augmentation de la pression a tendance à raccourcir les liaisons hydrogènes de l'eau ce qui provoque une diminution de α_w . À 50°C, α_w est indépendant de la pression.

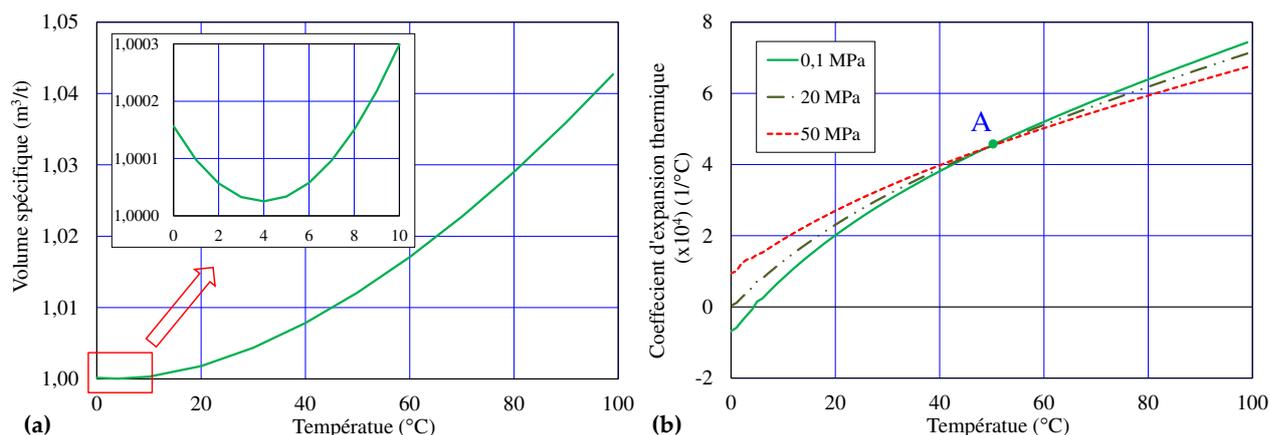


Figure 1.13. Expansion thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions :
 (a) volume spécifique à 0,1 MPa ; (b) coefficient d'expansion de l'eau (d'après IAPWS (1994)).

I.2.2.1.c. Tension superficielle

La tension superficielle existe à l'interface liquide-gaz-solide, et permet le maintien en équilibre de la surface libre du liquide. Elle est due à l'attraction entre les molécules et elle est définie comme la force d'attraction à la surface par unité de longueur (Hillel & De Backer, 1988). La Figure 1.14 montre la diminution presque linéaire de la tension superficielle de l'eau avec l'augmentation de la température (IAPWS, 1994). Cette évolution est cohérente avec l'augmentation de l'agitation thermique des molécules qui facilite le mouvement des molécules. En fait, la densité de l'eau diminue avec le chauffage, par conséquent les forces de cohésion diminuent à la surface de l'eau et à l'intérieur de la phase liquide, donc la tension superficielle diminue (Hillel & de Backer, 1988).

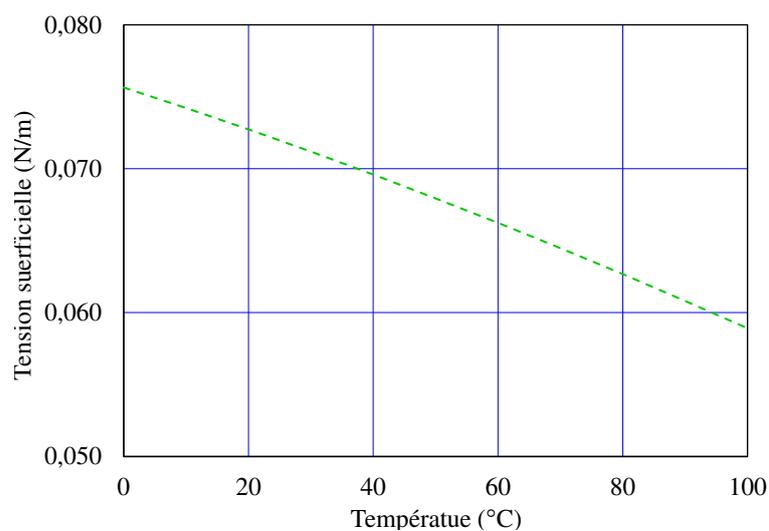


Figure 1.14. Tension superficielle de l'eau libre en fonction de température (d'après IAPWS (1994)).

I.2.2.2. Eau dans le sol

Il est connu que le comportement, et notamment le coefficient d'expansion thermique de l'eau confinée dans un très petit pore de taille nanométrique est différent de l'eau libre. Xu et al. (2004, 2009a et 2009 b), ont mesuré l'évolution du coefficient d'expansion thermique d'une eau confinée (α_w) dans les pores d'un milieu poreux constitué de rouleaux de verre de Vycor® ou des gels de silice avec différentes tailles de pores pour des températures allant de 10 à 40 °C. Les résultats obtenus confirment que : (1) α_w augmente avec la température ; (2) α_w de l'eau dans la condition confinée est plus élevée que les valeurs correspondantes à l'eau libre; (3) α_w augmente avec la diminution de la taille des pores (Figure I.15).

Le fluide interstitiel, contenu dans les sols, peut être considéré comme de l'eau confinée. Cependant, à la différence des rouleaux de verre de Vycor® et des gels de silices, les pores ont des tailles variées et une part plus ou moins importante du fluide interstitiel est considérée comme de l'eau adsorbée en fonction de la répartition de la taille des pores et de la nature des matériaux constituant la matrice.

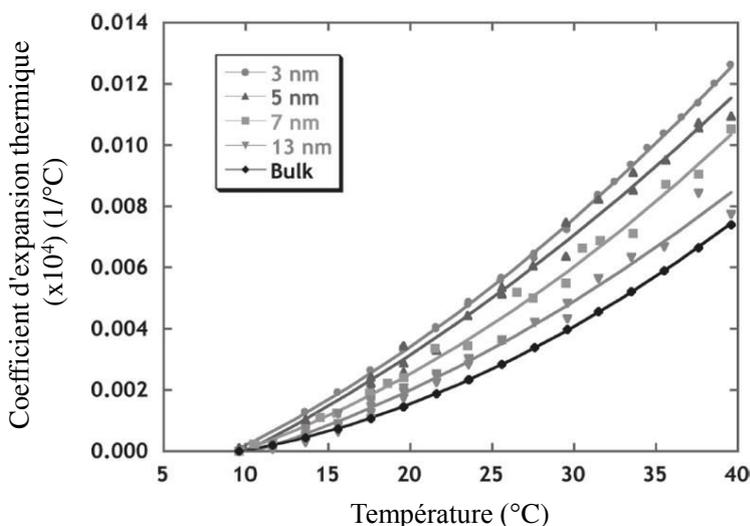


Figure I.15. Évolution du coefficient d'expansion thermique volumique (α_w) de l'eau dans les pores nanométriques de différentes tailles et en condition libre (Xu et al., 2009a).

Baldi et al. (1988) ont supposé que le comportement différent de l'eau adsorbée ne dépend que de la pression qui attache les molécules de l'eau aux minéraux, ainsi que de la température. Ces auteurs ont supposé que la pression de l'eau est une fonction exponentielle de la distance à la surface du minéral (Équation (I.16)) :

$$p / p_0 = \exp[K(x_0 - x)] \tag{I.16}$$

avec :

- p_0 : la pression de référence conventionnelle égale à 100MPa ;
- K : une constante ;
- x : la distance entre la molécule d'eau considérée et la surface du minéral ;
- x_0 : la distance entre la molécule d'eau à la pression p_0 et la surface du minéral.

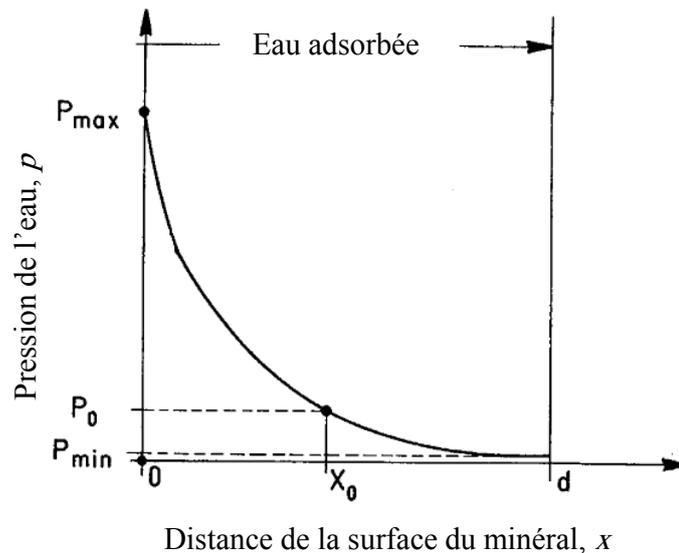


Figure I.16. Évolution de la pression de l'eau adsorbée en fonction de la distance de la surface d'un minéral (Baldi et al., 1988).

Ainsi, la distance à la surface du minéral est associée à une pression et conformément aux résultats présentés dans la partie I.2.2.1.b, il est possible de déterminer un coefficient d'expansion thermique effectif de l'eau interstitielle, en fonction du réseau poral du matériau et de ses capacités d'adsorption.

La part d'eau liée par rapport à l'eau libre pourrait également être affectée par les changements de température. Derjaguin et al. (1986) évoquent une libération de l'eau adsorbée au profit de l'eau libre à environ 70°C. Autrement dit, l'augmentation de la température libère une partie de l'eau adsorbée des intra-agrégats, ce qui a directement des conséquences sur les capacités de transfert de l'eau dans le sol.

I.2.3. Effet de la température sur l'assemblage de l'eau et des particules

Les parties précédentes montrent l'évolution des caractéristiques des minéraux d'une part, et de l'eau pure d'autre part avec la température. La sensibilité à la variation de la température se répercute à l'échelle du sol, c'est-à-dire du mélange eau-particules.

La limite de liquidité (w_L) qui est la teneur en eau pondérale d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique peut être déterminée à la coupelle de Casagrande selon la norme NF P94-051 (AFNOR, 1993) ou par la méthode du cône de pénétration selon la norme NF P94-052-1 (AFNOR, 1995). w_L est un paramètre de nature du sol et est utilisée comme indicateur du comportement des argiles.

Plusieurs auteurs, dont les travaux sont résumés en Tableau I.2., ont étudié l'impact de la température sur la limite de liquidité. Towahata et al. (1993) ont étudié une kaolinite et une bentonite pulvérulentes à l'état sec et soumises séparément à des températures de 22, 100 et 200 °C pendant 5 jours. Ils ont ensuite refroidi, hydraté et conservé les échantillons durant une semaine, w_L est alors déterminée à la coupelle de Casagrande. Les résultats montrent que ce type de préchauffage n'a aucune influence sur la limite de liquidité donc sur la nature des matériaux testés.

Jefferson & Foss Rogers (1998) résument les recherches menées à propos de w_L sur des matériaux hydratés. Ces auteurs indiquent que la majorité des auteurs a observé une diminution de w_L pour diverses argiles lors d'une augmentation de la température (Youssef et al., 1961, entre 15 et 35 °C; Laguros, 1969, entre 2 et 41 °C; Ctori, 1989, entre 6 et 35 °C). Ce résultat est cohérent avec la diminution de la viscosité de l'eau avec l'augmentation de la température.

Néanmoins, Jefferson & Foss Rogers (1998) précisent que ces résultats ne font pas l'unanimité : les essais de Tippet (1976) montrent que la température n'a pas d'influence sur la w_L d'une kaolinite, et Reifer (1977) obtient une augmentation de la w_L de mélanges bentonite/kaolinite avec l'augmentation de la température de 8 à 22 °C. Jefferson & Foss Rogers (1998), reproduisent alors, à l'aide de la méthode du cône de pénétration (British Standard Institution), les essais de Reifer (1977) initialement réalisés à la coupelle de Casagrande. Ils déterminent les limites de liquidité pour une kaolinite, une bentonite du Wyoming et des mélanges composés de ces deux argiles dans une gamme de température de 10 à 80°C (Figure I.17). Les mesures sont faites le plus tôt possible après avoir sorti l'éprouvette de l'enceinte thermique afin de conserver la température de l'essai. Leur conclusion confirme celle de Reifer (1977), la w_L de la kaolinite est insensible à la température, tandis que la w_L des mélanges augmente avec l'augmentation de la température et avec l'augmentation du pourcentage de bentonite. L'effet de la température serait donc sensible à

la nature du matériau étudié. La variation de w_L peut s'expliquer par : un changement d'épaisseur de la double couche diffuse, de la viscosité de l'eau, de la coagulation des feuillets d'argile et/ou d'un réarrangement des feuillets avec la température (Jefferson & Foss Rogers, 1998). Ces auteurs évoquent une relation entre la surface spécifique totale (S_s) du matériau et l'effet de la température sur le comportement de ce matériau. Pour une S_s faible, w_L diminue avec la température alors que pour une S_s importante w_L augmente avec la température. L'origine du comportement particulier des smectites serait ainsi liée à leurs propriétés d'adsorption et de structuration.

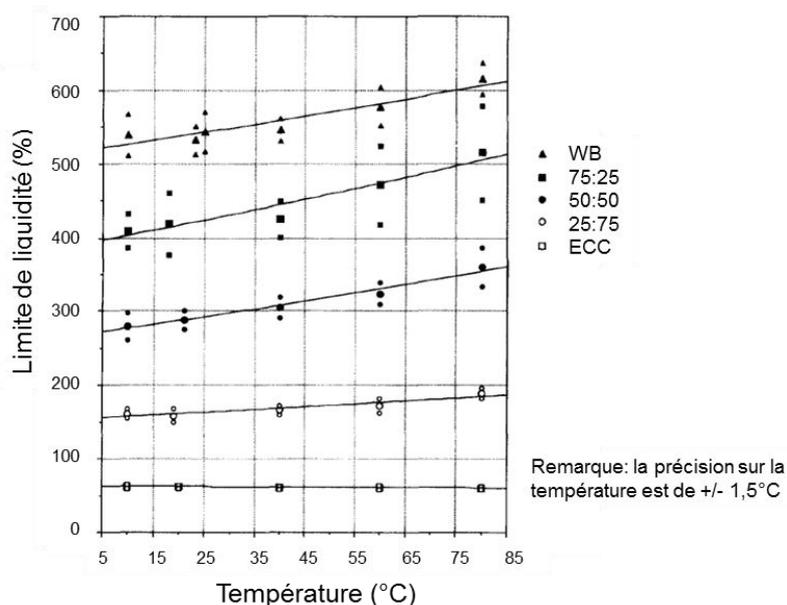


Figure I.17. Limite de liquidité en fonction de la température pour différents mélanges kaolinite/bentonite (Jefferson & Foss Rogers, 1998).

Tableau I.2. Effet de l'augmentation de la température sur la limite de liquidité.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température
Youssef et al. (1961)	Diverses argiles	Appareil de Casagrande	15 à 35	Diminution
Laguros (1969)	Kaolinite		2, 21, 41	Diminution
	Illite			
	Montmorillonite			
	Montmorillonite-illite			
Tippet (1976)	Kaolinite		8 à 22	Inchangé
Reifer (1977)	Kaolinite	8 à 22	Inchangé	
	Kaolinite+bentonite		Augmentation	
Ctori (1989)	Argilite naturelle (Brick clay)	6, 20, 35	Diminution	
Jefferson & Foss Rogers (1998)	English China clay (kaolinite)	Cône de pénétration	10 à 80	Légère diminution
	Bentonite du Wyoming (smectite : montmorillonite et en moindres quantités de la kaolinite et de l'illite)			Augmentation

La limite de plasticité (w_p) est la teneur en eau pondérale d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide, elle est déterminée selon la norme NF P94-051 (AFNOR, 1993). Moins de cohérence a été observée pour w_p avec la variation de la température : Youssef et al. (1961) et Ctori (1989) ont observé une diminution de w_p avec l'augmentation de la température, alors que Laguros (1969) a observé une tendance erratique. Pour Tippet (1976) et Reifer (1977) w_p ne change pas avec la variation de la température entre 8 et 22 °C. L'effet de la température sur la limite de plasticité est résumé en Tableau I.3.

Tableau I.3. Effet de l'augmentation de la température sur la limite de plasticité.

Auteur	Matériau	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température
Youssef et al. (1961)	Diverses argiles	15 à 35	Diminution
Laguros (1969)	Kaolinite	2, 21, 41	Tendance erratique
	Illite		
	Montmorillonite		
	Montmorillonite-illite		
Tippet (1976)	Kaolinite	8 à 22	Inchangé
Reifer (1977)	Kaolinite	8 à 22	Inchangé
	Kaolinite+Bentonite		
Ctori (1989)	Argilite naturelle (Brick clay)	6, 20, 35	Diminution

I.2.4. Conclusion

Les évolutions, en fonction de la température, des propriétés physiques des solides et de l'eau séparément puis associés ont été étudiées. Pour l'eau, les principales évolutions à retenir sont : la diminution de la viscosité ; l'augmentation de l'expansion thermique et la diminution de la tension superficielle avec l'augmentation de la température. Ces trois propriétés sont toutes reliées à l'agitation moléculaire et leur effet est visible sur l'eau pure, mais également sur des mélanges eau-solide.

La sensibilité des matériaux à une sollicitation thermique est liée à leur nature et à l'agencement des particules et aux forces d'interaction sol-eau. La part de l'eau adsorbée et de l'eau libre dans le matériau pourrait également avoir un impact sur l'effet de la température. Les études du comportement hydrémécanique présentées dans ce qui suit permettront de préciser ces premières conclusions.

I.3. Influence de la température sur les paramètres hydromécaniques du sol

Étant donné qu'une variation monotone ou cyclique de la température a un impact sur les grains et sur l'eau, les propriétés des sols vont être également modifiées. Les résultats de la partie précédente permettent de prévoir que les sols seront plus ou moins sensibles en fonction de leur minéralogie, de la quantité et de la taille des pores dans la matrice, ainsi que de leur teneur en argile.

Dans cette partie, l'effet de la variation de température sur les différents paramètres hydriques et mécaniques du sol est étudié. Un effort particulier a été porté sur les paramètres liés au comportement des géostructures énergétiques dans le sol. Pour chaque paramètre, nous essaierons de relier les évolutions obtenues aux évolutions décrites dans la partie précédente. À la fin de chaque partie, un tableau récapitulatif des travaux disponibles dans la bibliographie est présenté.

I.3.1. Paramètres hydriques

Les paramètres hydriques traités dans cette partie sont le coefficient de perméabilité, saturé ou non saturé, la capacité de rétention des matériaux ainsi que la pression interstitielle.

I.3.1.1. Coefficient de perméabilité

La loi de comportement de Darcy exprime la densité de flux q (en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$) avec l'équation (I.17) :

$$\vec{q} = -K_s \vec{\nabla} h \quad (\text{I.17})$$

avec :

- K_s : le tenseur de la conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité du milieu poreux (m/s) ;
- h : la charge hydraulique (m).

Le coefficient de perméabilité (k) quantifie l'aptitude du milieu à permettre le mouvement d'un fluide sous l'influence d'un gradient hydraulique. Ce paramètre est important dans le contexte des géostructures énergétiques car le rechargement thermique du massif de sol est fonction de la circulation de l'eau dans le massif. L'efficacité et la durabilité du système géothermique est donc lié à ce paramètre. k est classiquement mesuré en laboratoire à l'aide des essais réalisés avec un perméamètre ou une cellule triaxiale selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11 (AFNOR, 2005) et avec un œdomètre selon la norme NF X30-442 (AFNOR, 2008). Dans le cadre de ces essais, k peut être déterminé par des procédures dans lesquelles la charge hydraulique appliquée est

variable ou constante. Dans cette partie, différentes études concernant l'effet de la température sur k en condition saturée, puis en condition non saturée sont présentées.

I.3.1.1.a. Évolution de k en condition saturée

Villar & Lloret (2004) ont étudié l'effet de la température sur le coefficient de perméabilité d'une bentonite (FEBEX) avec une cellule œdométrique (Figure I.18). Ils observent une augmentation de k de 6.10^{-14} m/s à 1.10^{-13} m/s pour une augmentation de température de 20 à 80 °C. En condition saturée, la majorité des auteurs (Tableau I.4) s'accordent sur une augmentation de la perméabilité avec la température qui est due à la diminution de la viscosité de l'eau. De plus, la diminution de la part d'eau liée au profit de l'eau libre, tel qu'évoqué par Derjaguin et al. (1986) favoriserait également les écoulements et irait dans le sens d'une augmentation du coefficient de perméabilité avec l'augmentation de la température.

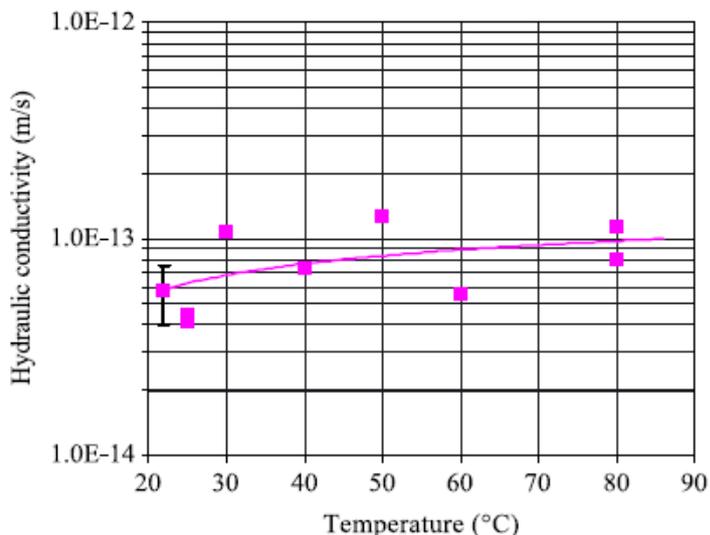


Figure I.18. Variation de la perméabilité d'une bentonite (FEBEX) sous chauffage (Villar & Lloret, 2004).

Selon ces études, seule la modification des caractéristiques de l'eau dans le sol seraient à l'origine de l'évolution de k . Delage et al. (2011) ont réalisés les essais de perméabilité à charge constante sur l'argile de Boom à différentes températures de 20 à 90 °C et sous différentes pressions (2,5 ; 4 et 6 MPa) et confirment ces conclusions.

I.3.1.1.b. Évolution de k en condition non saturée

En condition non saturée, rares sont les données expérimentales disponibles sur les effets de la température sur le coefficient de perméabilité. Romero et al. (2001) montrent une augmentation de la perméabilité pour une argile de Boom aux degrés de saturation de $95\pm 5\%$ et $85\pm 5\%$ avec

l'augmentation de la température de 22 à 80 °C et aucune influence de l'augmentation de la température pour une S_r de 75±5% (Figure I.19).

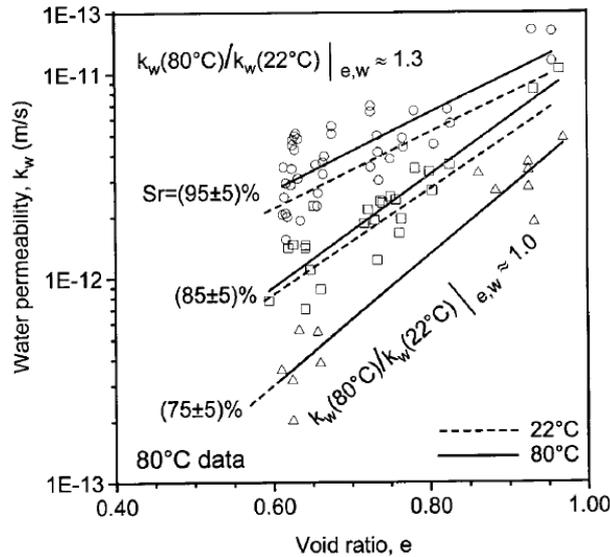


Figure I.19. Perméabilité en fonction de l'indice des vides et de la température (Romero et al., 2001).

Pour interpréter leurs résultats, les auteurs extrapolent l'effet de la variation de la viscosité de l'eau libre sur la perméabilité dans des sols saturés (cf. I.3.1.1.a), à leurs conditions d'essai (sols non saturés, indice des vides et teneur en eau constantes) selon l'Équation (I.18).

$$\left. \frac{k_w(e, w, T)}{k_w(e, w, T_r)} \right|_{e, w} = \frac{\rho_w(T) \mu_w(T_r)}{\rho_w(T_r) \mu_w(T)} \approx 1 + \beta_T (T - T_r) \quad (\text{I.18})$$

Dans l'équation (I.18), β_T est un coefficient empirique qui rend compte de l'évolution de la viscosité de l'eau avec la température. Selon les équations empiriques de l'évolution de la viscosité avec la température, les auteurs estiment que β_T devrait atteindre 0,030 K⁻¹ pour la température de référence $T_r = 22$ °C. Cependant, cette valeur donne des valeurs de k trop importantes par rapport à celles mesurées. Au degré de saturation de 95±5%, seule une légère augmentation de la perméabilité de $k_w(80)/k_w(22) = 1,3$ est mesurée. Cette évolution serait compatible avec une valeur de $\beta_T = 0,005$ K⁻¹. Pour les teneurs en eau plus faible ($S_r = 75\pm 5\%$), β_T tend vers 0.

Donc aussi bien pour les sols saturés que pour les sols non saturés avec un $S_r > 75$, les résultats expérimentaux présents dans la bibliographie vont tous dans le sens d'une augmentation de la perméabilité avec l'augmentation de la température. Cette évolution est cohérente avec la

diminution de la viscosité et une éventuelle évolution de la part d'eau adsorbée par rapport à l'eau libre dans le sol. Par contre, en condition non saturée, l'effet de la température semble être lié aux conditions de saturation. Ainsi, l'effet d'une augmentation de température s'amenuiserait avec la diminution de degré de saturation. Pour les valeurs de $S_r = 75\%$, l'évolution de la température n'aurait plus d'effet.

Cette conclusion reste à être confirmée par d'autres essais en condition saturé pour différents type de sol.

Tableau I.4. Effet de l'augmentation de la température sur le coefficient de perméabilité.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	S_r ou w	Masse volumique (Mg/m^3)	Température ($^{\circ}C$)	Effet de l'augmentation de la température	
Kharaka & Smalley (1976)	Bentonite sodique	-	-	-	25, 85	Augmentation	
	Kaolinite						
Towahata et al. (1993)	Kaolin	Essai de consolidation à température contrôlée (œdomètre)	Saturé	-	22, 40, 60, 90		
	Bentonite						
Khemissa (1998)	Argile de Provins (constituée presque exclusivement de la kaolinite)	Cellule de perméabilité développée	$w = 16,9\%$ $S_r = 97$ à 100%	$\rho = 2,14$	20, 80, 130		
Cho et al. (1999)	Bentonite calcique	Cellule de perméabilité développée	Saturé $w_{initiale} = 14\%$	$\rho_d = 1,4 ; 1,6 ; 1,8$	20, 40, 60, 80		
Romero et al. (2001)	Argile de Boom	Essai de consolidation à succion et à température contrôlée – (œdomètre)	$S_r = 75, 85$ et 95% , $w = 15,0 \pm 0,3\%$	$\rho_d = 1,37$ ou $1,67$	22, 80		Augmentation pour $S_r = 95\%$ et 85% et Inchangé pour $S_r = 75\%$
Villar & Lloret (2004)	Bentonite FEBEX (90% montmorillonite)	Essai œdométrique haute pression	Saturé	$\rho_{d,moyenne} = 1,58$	20, 40, 60, 80		Augmentation
Delage et al. (2011)	Argile de Boom	Essais triaxiaux de consolidations thermiques	Saturé	-	20, 30, 60, 70, 80, 90		
Ye et al., 2012b)	Bentonite GMZ01	Cellule de perméabilité développée	Saturé $w_{initiale} = 10,6\%$	$\rho_{d,initiale} = 1,70$ Mg/m^3	20, 40, 50, 60		

I.3.1.2. Capacité de rétention

La capacité de rétention d'un sol est la relation entre la succion (pression négative) dans un sol et sa teneur en eau et dépend essentiellement de sa nature, de sa porosité, et de sa granulométrie. Cette capacité de rétention est définie à partir des courbes de rétention obtenues par différents procédés par mesure ou imposition de la succion (NF ISO 11274 (AFNOR, 2014a) et NF ISO 11275 (AFNOR, 2014b)).

L'ensemble des travaux disponibles dans la littérature vont dans le sens d'une légère diminution de la capacité de rétention d'un sol non saturé avec le chauffage (Tableau I.5).

Romero et al. (2001) ont mesuré la capacité de rétention d'eau de l'argile de Boom, compactée à deux poids volumiques différents ($13,7$ et $16,7$ kN/m^3) et portée à des températures entre 22 et 80 $^{\circ}\text{C}$. Pour cela, deux méthodes sont utilisées : la technique de contrôle de la succion par phase vapeur pour les faibles teneurs en eau (succion totale : 32 , 10 , 8 , 6 et 3 MPa) et le contrôle par translation d'axes pour les fortes teneurs en eau (succion matricielle : $0,45$; $0,20$; $0,06$ et $0,01$ MPa). Les résultats montrent que la capacité de rétention d'eau diminue légèrement avec l'augmentation de la température (Figure I.20).

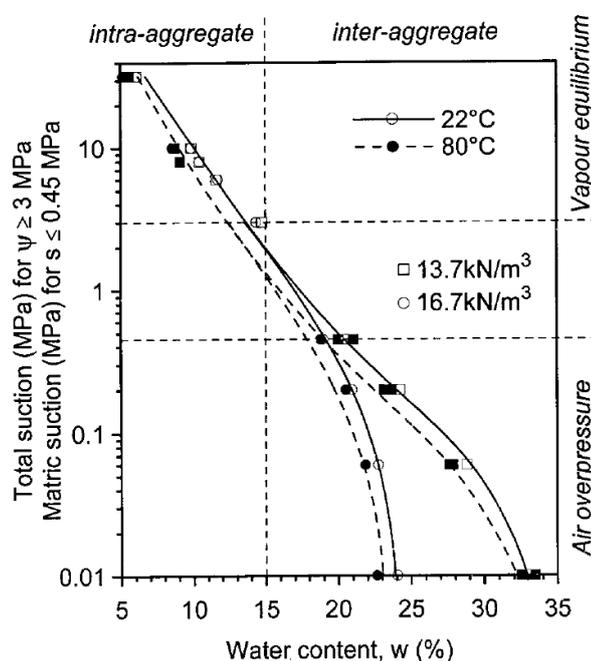


Figure I.20. Courbes de rétention d'eau pour des températures différentes (Romero et al., 2001).

Les auteurs divisent les courbes de rétention en deux domaines : un domaine caractéristique de la porosité intra-agrégat et un domaine caractéristique de la porosité inter-agrégats. Dans ce deuxième domaine, les teneurs en eau sont suffisantes pour remplir partiellement les vides inter-agrégats, ainsi, le mécanisme de potentiel capillaire est dominant et l'eau libre est présente. Selon

les auteurs, en accord avec de nombreuses autres publications (Hopmans & Dane, 1986; Nimmo & Miller, 1986; Grant & Salehzadeh, 1996; Wan, 1996; She & Sleep, 1998), dans ce domaine, les changements dus à la température peuvent être liés à l'influence de la température sur la tension superficielle, le coefficient de mouillage et la dilation de l'eau d'une part, et l'expansion thermique de l'air emprisonné et la libération de l'air dissout lors du chauffage d'autre part.

Aux faibles teneurs en eau, l'humidité est contenue dans la porosité intra-agrégat, et l'influence de la masse volumique sèche est négligeable. Dans ce domaine, l'eau est liée par un phénomène d'adsorption au squelette solide, la relation entre la succion et la teneur en eau est donc principalement dépendante de la microstructure de l'argile et de la chimie du liquide interstitiel. Il est alors attendu que les effets de la température soient induits par des perturbations thermochimiques altérant la texture de l'argile et le potentiel d'adsorption de l'eau (Romero et al. (2001) : Zhang et al. 1993; Almanza et al., 1995).

Bachmann et al. (2002) considèrent l'influence de la variation de la tension superficielle avec la température. Mais selon les résultats de Villar & Lloret (2004), réalisés sur une bentonite (FEBEX) soumise à différentes températures avec ou sans confinement (Figure I.21), l'effet de la variation de la tension superficielle paraît négligeable. Selon ces auteurs, les variations d'autres propriétés physico-chimiques de l'eau de la microstructure, et notamment l'évolution de la part d'eau liée au profit de la part d'eau libre jouent un rôle déterminant dans la dépendance de la capacité de rétention à la température.

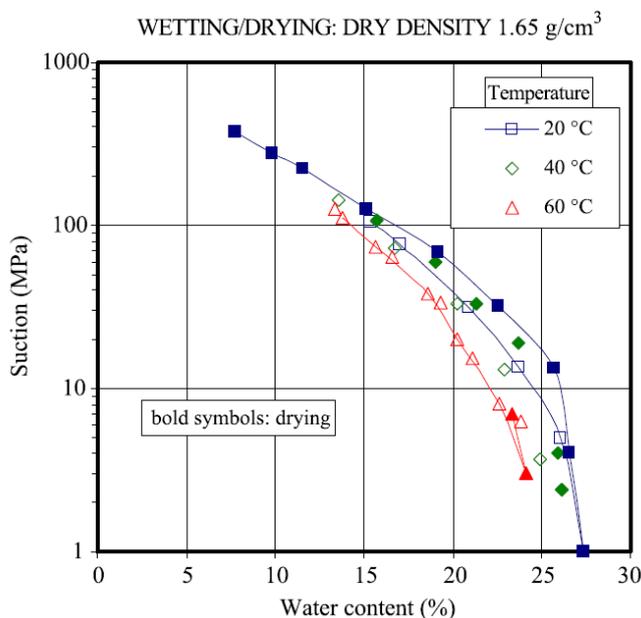


Figure I.21. Courbe de rétention d'eau de la bentonite FEBEX à une masse volumique sèche de 1,65 g/cm³ à 20, 40 et 60 °C (Villar & Lloret, 2004).

François (2008) propose une explication avec deux cinétiques en s'appuyant sur l'effet de la température sur les propriétés physiques des différentes phases du sol et aux interfaces eau/solide. À court terme, une augmentation de la température se traduit par la dilatation thermique des différentes phases du sol. La variation du volume de chaque phase est proportionnelle à la variation de la température et au coefficient d'expansion thermique de la phase considérée et comme les coefficients d'expansion thermique de l'eau, de l'air et des particules sont différents, la proportion volumique de chaque phase sera modifiée avec l'augmentation de la température, il y aura donc une augmentation du degré de saturation. Cet effet à court terme a tendance à se dissiper au cours du temps, jusqu'à atteindre un nouvel équilibre. Les deux principaux effets de la température à long terme sur la courbe de rétention d'eau, les variations de la tension superficielle de l'eau et de l'épaisseur de l'eau adsorbée, contribuent à une diminution de la capacité de rétention du sol avec une augmentation de la température. Même si ces deux effets sont prédominants, des effets secondaires, tels que des modifications thermiques des angles de contact ou de la solubilité du sel dans l'eau, devraient également contribuer à des changements dans la teneur en eau du sol avec la température. Cependant, une quantification rigoureuse des effets de la variation de la température sur la courbe de rétention d'eau à la micro-échelle est délicate dans la mesure où elle dépend de nombreux facteurs tels que la granulométrie, la densité, l'agencement des grains, la teneur en argile, et la concentration de soluté dans l'eau interstitielle entre autres.

Dans l'ensemble, on retiendra que dans la gamme de variation de température entre 0 et 80 °C, une augmentation de la température déplace la courbe de rétention vers les suctions plus petites.

Tableau I.5. Effet l'augmentation de la température sur la capacité de rétention.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	Masse volumique (Mg/m ³)	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température
Nimmo & Miller (1986)	1-Sable de Plainfield 2-Une échantillon de Piano non perturbé : Loam limoneux	-	$\rho_d = 1,69$	4, 20, 35, 50	Légère diminution
Mohamed et al. (1992)	1- Bentonite Avonlea 2-Argile du lac Agassiz	Mesure basé sur la force électromotrice mesurée par le psychromètre	$\rho_d = 1,67$	0, 10, 30, 40, 50, 60, 70	Diminution
Kanno & Wakamatsu (1992)	Bentonite Kunigel-V1 (Na bentonite)	Technique de contrôle par phase vapeur	$\rho_d = 1,8$	20-60	Légère diminution
Bernier et al. (1997)	Argile de Boom	Technique de contrôle par phase vapeur : Les solutions salines saturées	ρ_d de 1,1 à 1,8	25, 40, 60	Légère diminution
Romero et al. (2001)	Argile de Boom	Technique de contrôle par phase vapeur	$\rho_d = 1,47$ et 2,06	22, 40, 60, 80	Légère diminution
		Contrôle par translation d'axes	$\rho_d = 1,37$ et 1,67	22, 80	
Olchitzky (2002)	Bentonite FoCa7	Technique de contrôle par phase vapeur : Les solutions salines saturées	$\rho_{d,initiale} =$ entre 1,5 et 2	20, 50, 80	Diminution
Bachmann et al. (2002)	Trois sols mouillables : 1-Sable de quartz 2-Un limon 3-Un sol humique	Mesure de la succion avec un tensiomètre sur une colonne de sol	$\rho = 1,55$; 1,54 et 1,61	5, 20, 38	Diminution
Villar & Lloret (2004)	Bentonite FEBEX (90% montmorillonite)	Technique de contrôle par phase vapeur	$\rho_d =$ entre 1,5 et 1,7	20, 40, 60, 80	Diminution (particulièrement en les succions basses)
Tang & Cui (2005)	Bentonite MX80 80% montmorillonite Fortement plastique	Les solutions salines saturées	ρ_d : entre 1,7 et 1,65	20, 40, 60, 80	Diminution
Cai et al. (2014)	Un limon	Triaxial : Contrôle par translation d'axes	$\rho_d = 1,6$	25, 40, 60	Diminution

I.3.1.3. Pression interstitielle

La pression interstitielle (u) est définie comme la pression du fluide contenu dans les pores du sol saturé. Cette pression peut être déterminée à partir de l'essai triaxial ($Cu+u$) selon la norme NF P94-074 (AFNOR, 1994a).

Hueckel et al. (1998) ont imposé dans une cellule triaxiale des variations de température successives : 21-100-60-80-21 °C à une éprouvette d'argile confinée (7 MPa) en conditions non drainées et ont trouvé que le réchauffement produit une augmentation de la pression interstitielle, alors que le refroidissement entraîne une diminution de celle-ci (Figure I.22).

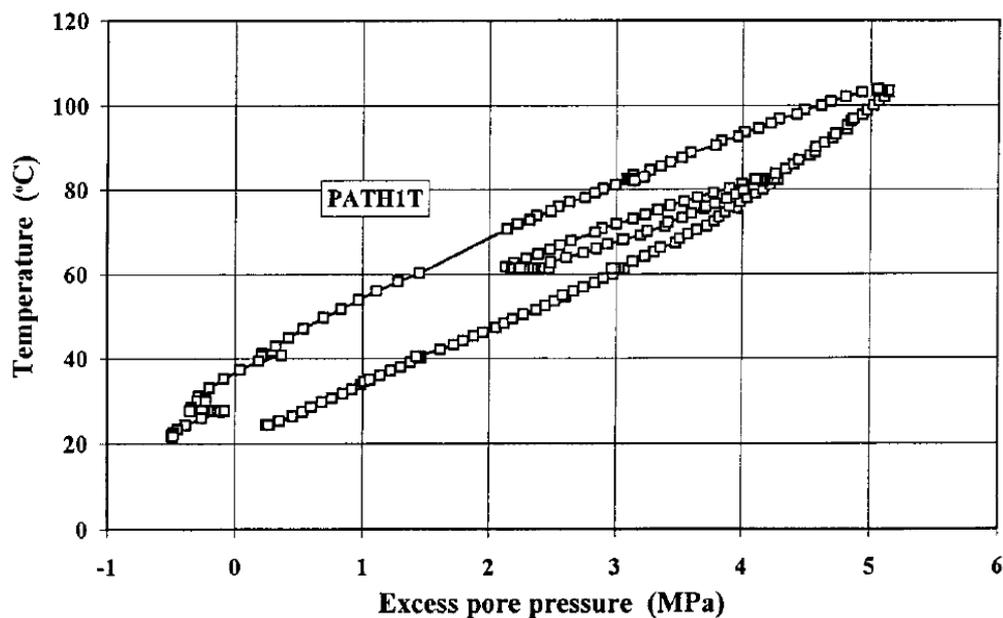


Figure I.22. Variation de la pression interstitielle dans une argile en fonction de la température à une contrainte de confinement total de 7 MPa en conditions non drainées (Hueckel et al., 1998).

Campanella & Mitchell (1968) observent que le changement de u est proportionnel à l'expansion de l'eau dans les pores et à celle des particules d'argile lors d'une variation de température. En effet, la différence entre le coefficient d'expansion thermique de l'eau, du squelette minéral et de l'ensemble de la structure de l'éprouvette provoque cette variation de la pression de l'eau interstitielle. En rendant compte de cette différence, l'équation (I.19) donne la variation de la pression interstitielle lors du chauffage non drainé (Campanella & Mitchell, 1968).

$$\Delta u = \frac{n\Delta T(\alpha_s - \alpha_w) + \alpha_{st}\Delta T}{m_v + nm_w} \quad (\text{I.19})$$

avec :

- n : la porosité ;

- α_s : le coefficient d'expansion thermique des particules solides ;
- α_w : le coefficient d'expansion thermique de l'eau ;
- α_{st} : le coefficient physico-chimique d'expansion thermique de la structure de l'éprouvette ;
- m_v : la compressibilité de la structure de l'éprouvette ;
- m_w : la compressibilité de l'eau;

Cette équation montre que la variation de la pression interstitielle dépend de la variation de la température, de la porosité, de la différence entre le coefficient d'expansion thermique des particules solides et celui de l'eau (presque constant pour tous les sols), de la déformation volumique due aux effets physico-chimiques, et enfin de la compressibilité de la structure de l'éprouvette.

Les études effectuées sur l'effet de la température sur la pression interstitielle sont présentées dans le Tableau I.6.

Tableau I.6. Effet de l'augmentation de la température sur la pression interstitielle.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	S_r	Masse volumique (Mg/m ³)	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température
Campanella & Mitchell (1968)	Illite reconstitué saturé	Chauffage non-drainé	Saturé	-	4 - 60	Augmentation
Moritz (1995)	Argile suédois (Swedish clay)	Chauffage non-drainé	Saturé	-	8, 40, 70	Augmentation
De Bruyn & Thimus (1996)	Argile de Boom	Chauffage non-drainé	98-100%	$\rho = 1,91 - 1,95$ $\rho_d = 1,51 - 1,59$	20, 50, 75, 80	Augmentation
Lingnau et al. (1996)	Mélange de bentonite sodique – sable siliceux	Essai triaxial consolidé non drainé (CIU)	Saturé	$\rho_d = 1,67$	26, 65, 100	Augmentation
Tanaka et al. (1997)	Illite	Chauffage non-drainé	Saturé	-	28, 65, 100	Augmentation
Hueckel et al. (1998)	Spanish clay	Chauffage non-drainé	Saturé	-	22, 50, 80, 100, 120	Augmentation
Burghignoli et al. (2000)	Argile de Todi Argile de Fiumicino Argile de Bologna	Cycle thermique non-drainé	Saturé	-	20 - 60	Augmentation
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limone de Brouke	Chauffage non-drainé	Saturé	$\rho_d = 1,53$	25, 40, 60	Augmentation

I.3.2. Paramètres mécaniques

Les paramètres mécaniques du sol issus des essais de compressibilité et de cisaillement sont susceptibles de varier en fonction des variations de température.

I.3.2.1. Paramètres de compressibilité

Dans cette partie nous allons présenter l'influence de la variation de la température sur les paramètres de compressibilité du sol : la pression de préconsolidation σ'_p , l'indice de compression C_c et l'indice de décompression (ou recompression) C_s .

I.3.2.1.a. Pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation (σ'_p), correspond à la plus grande contrainte subie par le sol au cours de son histoire. σ'_p peut être définie comme l'abscisse du point d'intersection des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique, obtenue par un essai de chargement par paliers (XP P94-090-1 : AFNOR, 1997). En comparant σ'_p à la contrainte effective dans le matériau au moment de l'échantillonnage σ'_{vo} , on peut définir si le matériau est surconsolidé, normalement consolidé ou en cours de consolidation.

De nombreuses études expérimentales sur l'effet de la température sur l'évolution de la pression de préconsolidation ont été effectuées. Elles ont montré une diminution de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la température (Tableau I.7). Quelques exemples ont été répertoriés par Cekerevac & Laloui (2004) (Figure I.23).

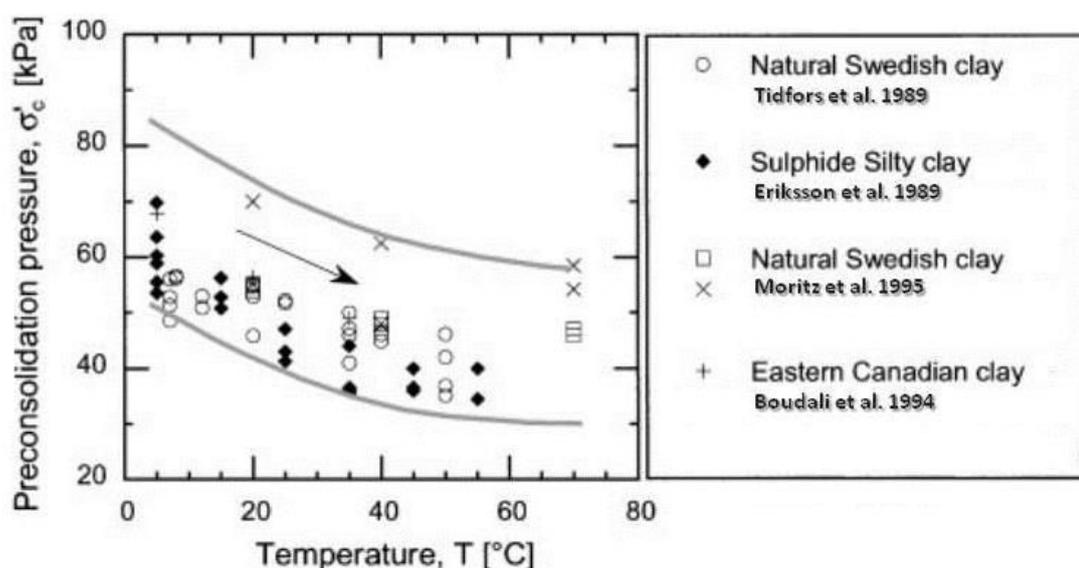


Figure I.23. Influence de la température sur la pression de préconsolidation (Cekerevac & Laloui, 2004).

La pression de préconsolidation est également représentative de la contrainte limite qui sépare le comportement élastique du comportement plastique lorsque l'éprouvette est placée dans des conditions de compression isotropes ou œdométriques. Par conséquent, une diminution de σ'_p signifierait que le domaine élastique sous chargement isotrope se réduit lorsque la température augmente, ce qui est représentatif d'un comportement thermoplastique tel qu'évoqué par François (2008). La diminution de la limite élastique et le radoucissement du matériau (softening) avec la température pourrait être attribuée aux modifications physico-chimiques induites par la température dans l'argile à l'échelle microscopique.

Plusieurs auteurs ont proposé des expressions analytiques pour décrire la diminution de la pression de préconsolidation (la limite élastique) lorsque la température augmente (Hueckel & Baldi, 1990; Boudali et al., 1994; Moritz, 1995; Cui et al., 2000; Laloui & Cekerevac, 2003). Par exemple Laloui & Cekerevac (2003) proposent l'équation (I.20) :

$$\sigma'_p = \sigma'_{p0} (1 - \gamma_T \log[T/T_0]) \quad (\text{I.20})$$

avec :

σ'_p et σ'_{p0} : les pressions de préconsolidation à la température T et à la température de référence T_0 respectivement ;

γ_T : un paramètre qui varie avec la nature du sol considéré.

De la même façon que pour les sols saturés surconsolidés, la température entraîne une diminution de la pression de préconsolidation pour les sols non saturés (Uchaipichat & Khalili, 2009).

Tableau I.7. Effet l'augmentation de la température sur la pression de préconsolidation.

Auteur	Matériau utilisé	Méthodes de mesure	S_r	Masse volumique (Mg/m^3)	Température ($^{\circ}\text{C}$)	Effet de l'augmentation de la température
Tidfors & Sallfors (1989)	5 différentes argiles de Suède : 1-Backebol 2-Upplands 3-Varnamo 4-Valen 5-Gunilse	Essais œdométriques	-	Différents OCR	7, 25, 35, 45, 55	Diminution
Eriksson (1989)	Des argiles limoneuses riches en sulfures	Essais œdométriques	-	-	5 – 55 $^{\circ}\text{C}$	Diminution
Moritz (1995)	Argile suédois (Swedish clay)	Essais œdométriques	Saturé	-	8, 40, 70	Diminution
Belanteur et al. (1997)	Des argiles remaniées fortement compactée : 1-Argile du Bassin parisien 2-Une kaolinite et une smectite	Essais œdométriques	Saturé	-	20, 60	Diminution
Saix et al. (2000)	Sable limoneux argileux : une argile peu plastique	Un appareil triaxial thermique	Non saturé	$\rho_d = 1,5$	30, 40, 50, 60, 70	Diminution sauf à 30 $^{\circ}\text{C}$ avec une valeur plus grande que celle à 60 $^{\circ}\text{C}$
Sultan (2002)	Argile de Boom	Essais de consolidation dans une cellule triaxiale	Saturé	-	23, 40, 70, 100	Diminution
Cekerevac & Laloui (2004)	Kaolin	Essai de consolidation dans un appareil triaxial	Saturé	$\rho_d = 1,35$	22, 60, 90	Diminution
Tang et al. (2007)	Argile MX80	Une cellule isotrope développée	Non saturé	$\rho_d = 1,45$	20, 60	Diminution
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limone de Brouke	Essai de consolidation dans un appareil triaxial	Non saturé	$\rho_d = 1,53$	25, 40, 60	Diminution

I.3.2.1.b. Indice de compression et indice de décompression (ou recompression)

L'indice de compression C_c et l'indice de décompression (recompression) C_s sont calculées à l'aide de la courbe de consolidation par exemple lors d'un essai œdométrique (AFNOR, 1997a).

Campanella & Mitchell (1968) ont réalisé des essais de consolidation isotrope sur des éprouvettes saturées d'une illite remaniée, initialement consolidée sous une contrainte isotrope de 200 kPa, à différentes températures. Les résultats montrent que les indices de compression et de décompression sont peu affectés par la température.

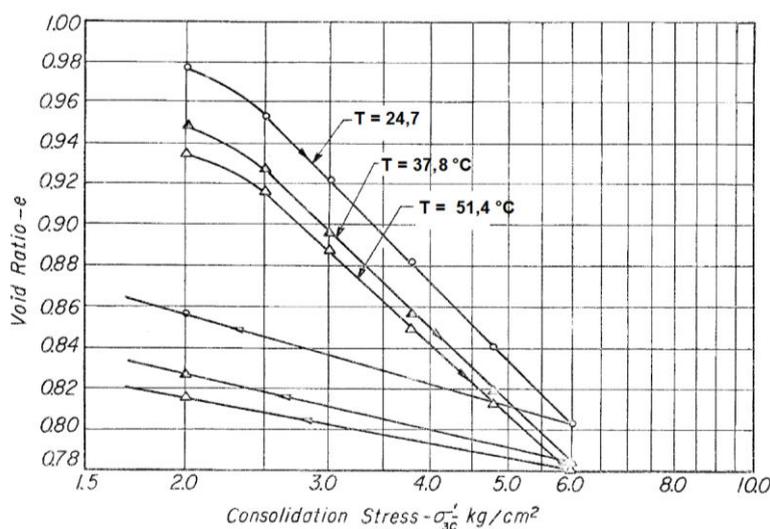


Figure I.24. Effet de la température sur la consolidation isotrope d'une illite saturée (Campanella & Mitchell, 1968).

Moritz (1995) a étudié la compressibilité d'une argile saturée (Swedish clay) dans une cellule œdométrique. Les résultats montrent une légère augmentation du module de compressibilité avec le chauffage mais les auteurs la considèrent trop faible pour être représentative. Les résultats de Cekerevac & Laloui (2004) montrent également une insensibilité à la température d'un Kaolin saturée en comparant la pente de la courbe de consolidation vierge à 22 et 90 °C.

Saix et al. (2000) ont étudié les tassements d'éprouvettes de sable limono-argileux non saturé par des essais de consolidation mécanique à succion contrôlée et à température constante. Selon leurs résultats (Figure I.26), les indices de compression (C_{M1} et C_{M2}) sont insensibles à la variation de la température entre 30 et 70 °C.

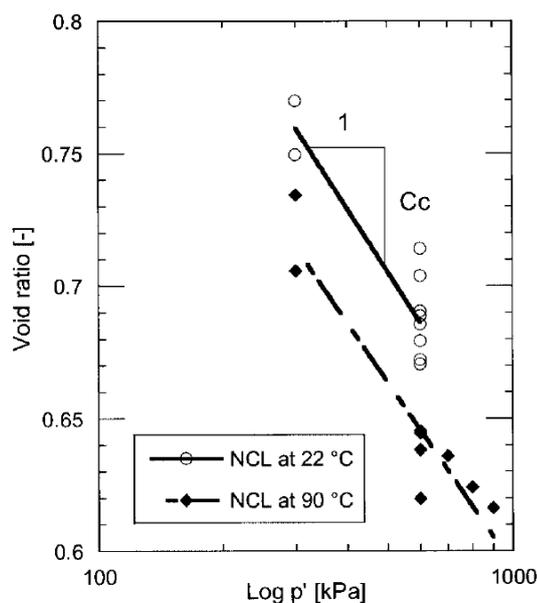


Figure I.25. Courbe de consolidation vierge à 22 et 90 °C (Cekerevac & Laloui, 2004).

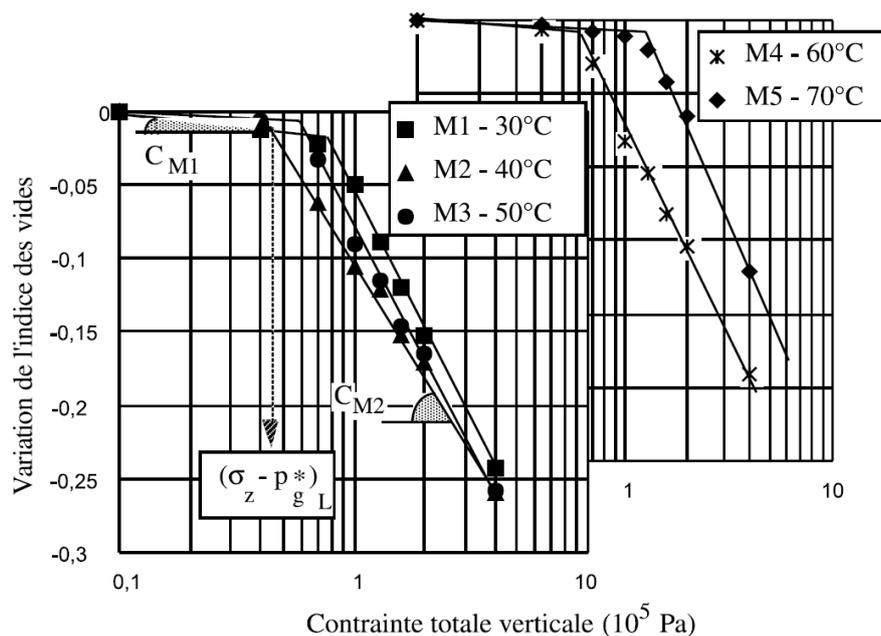


Figure I.26. Résultats de la consolidation mécanique d'un sable limono-argileux non saturé à différentes températures (Saix et al., 2000).

La majorité des auteurs montre que les indices de compression et de décompression ne varient pas avec la température pour un sol saturé (Tableau I.8). Cependant, tout en conservant sa pente, la courbe de compressibilité tend vers une diminution du volume spécifique avec l'augmentation de la température à pression constante. Mais certains auteurs ont obtenu la convergence des courbes de consolidation obtenues à différentes températures (Tanaka et al., 1997; Sultan et al., 2002;

Romero et al., 2003). Sultan (2002) indique que les études qui n'ont pas détecté d'influence de la température ont été effectuées sous des contraintes faibles.

En ce qui concerne les milieux non saturés, Romero et al. (2003) ont réalisé des essais oedométriques sur l'argile de Boom compactée à différents degrés de saturation. Leurs essais ont été effectués à succion et température contrôlées sur des éprouvettes de deux poids volumiques différents. Cette étude montre que la compressibilité du sol sous chargement augmente avec la température, tandis que l'indice de gonflement est insensible à la température.

Tableau I.8. Effet l'augmentation de la température sur C_c (λ) et C_s (κ).

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	S_r	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température sur C_c	Effet de l'augmentation de la température sur C_s
Campanella & Mitchell (1968)	Illite reconstitué saturé	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	4 - 60	Inchangé	Inchangé
Moritz (1995)	Argile suédois (Swedish clay)	Consolidation œdométrique	Saturé	8, 40, 70	Légère augmentation : Inchangé	Légère augmentation : Inchangé
Lingnau et al. (1996)	Mélange de bentonite sodique – sable siliceux	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	26, 65, 100	Inchangé	Augmentation
Tanaka et al. (1997)	Illite	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	28, 65, 100	Inchangé	Augmentation
Burghignoli et al. (2000)	Argile de Todi Argile de Fiumicino Argile de Bologna	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	20 - 60	-	Inchangé
Saix et al. (2000)	Sable limoneux argileux : une argile peu plastique	Consolidation isotrope (triaxiale)	Non saturé	30, 40, 50, 60, 70	Inchangé	Inchangé
Graham et al. (2001)	Illite reconstitué	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	28, 65, 100	Inchangé	Augmentation
Romero et al. (2003)	Argile de Boom	Consolidation œdométrique	Non Saturé	22, 80	Augmentation	Inchangé
Cekerevac & Laloui (2004)	Kaolin	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	22, 90	-	Augmentation
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limon de Brouke	Consolidation isotrope (triaxiale)	Non saturé	25, 40, 60	Inchangé	Inchangé

I.3.2.2. Résistance au cisaillement

La résistance d'un sol au cisaillement est fondamentale dans la problématique des pieux énergétiques puisque les propriétés de cisaillement du sol sont mobilisées sur les flancs des pieux leur conférant une partie importante de leur capacité portante. La résistance au cisaillement peut être mesurée à l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte selon la norme NF P94-071 (AFNOR, 1994b) ou à l'essai triaxial selon la norme NF P94-070 (AFNOR, 1994c).

L'influence de la température sur la résistance au cisaillement est très controversée dans la littérature. Pour les sols saturés, d'une part, Mitchell, (1964), Sherif & Burrous (1969), De Bruyn & Thimus (1996) et Lingnau et al. (1996) ont observé une diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température, et d'autre part, des auteurs tels que Noble & Demirel (1969), Houston et al. (1985), Tanaka et al. (1997) et Cekerevac & Laloui (2004) ont constaté une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température. Hueckel et al. (1998) suggèrent que la résistance au pic d'une argile (Spanich clay) diminue d'environ 25% pour une augmentation de température de 22 à 120 °C. Les tests ont été effectués sous une même contrainte de confinement de 75 MPa. L'éprouvette est d'abord chargée à 22 °C jusqu'à la contrainte au pic puis déchargée. Ensuite, l'éprouvette est chauffée à 50 °C sous contrainte isotrope dans des conditions drainées. A cette température, une compression triaxiale drainée est réalisée et interrompue au pic. Par la suite, les cycles de chargement/déchargement se poursuivent à des températures de plus en plus importantes jusqu'à atteindre 120 °C (Figure I.27).

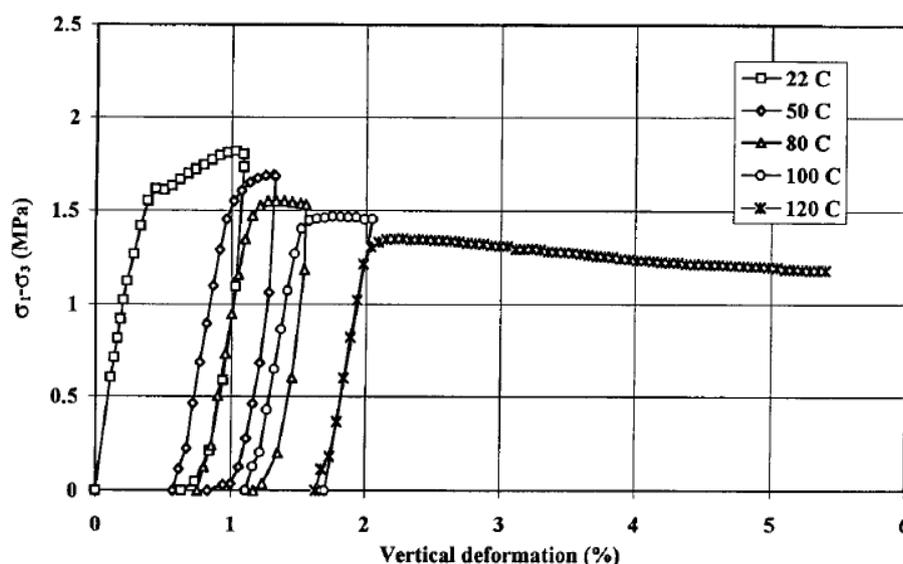


Figure I.27. Contrainte déviatorique en fonction de la déformation verticale à 22, 50, 80, 100 et 120 °C au cours de l'essai triaxial drainé (Hueckel et al., 1998).

Afin de quantifier l'influence de la température sur la résistance au cisaillement en fonction de l'OCR, des essais de cisaillement drainés ont été réalisés sur un Kaolin préparées aux mêmes états initiaux ($w_{initiale} = 35-37\%$, $\rho_{d,initiale} = 1,35 \text{ Mg/m}^3$) et différentes températures par Cekerevac & Laloui (2004). Les résultats obtenus pour des températures de 22 et 90 °C et différents degrés de surconsolidation OCR ont été comparés dans la Figure I.28. Ces résultats montrent que les éprouvettes testées à haute température ont une plus grande résistance au cisaillement. Cependant, aux grandes déformations, les résistances au cisaillement obtenues à haute température tendent vers le même état critique que les éprouvettes testées à température ambiante.

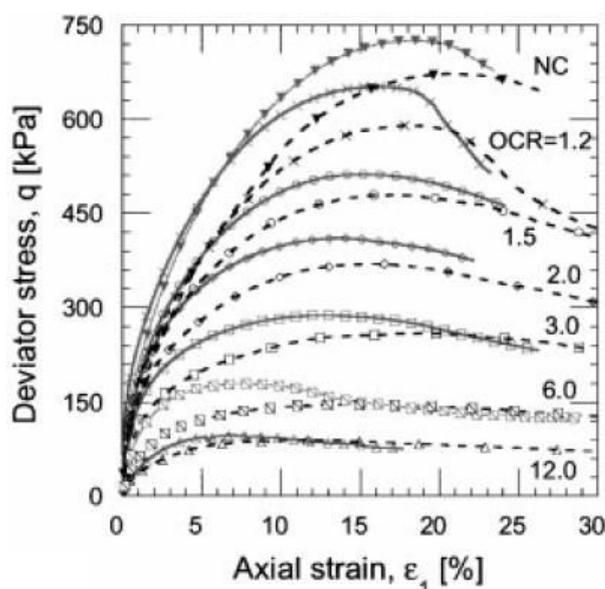


Figure I.28. Essai de cisaillement drainé à 22 et 90 °C, évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. Pression de consolidation : 600 kPa. 22 °C : lignes pointillées et 90 °C : lignes continues (Cekerevac & Laloui, 2004).

Le nombre d'études sur l'effet de la variation de température sur le comportement au cisaillement des sols non saturés et en particulier des sols compactés est limité malgré leur large application dans le domaine de la géotechnique. En effet, l'étude du comportement au cisaillement des sols non saturés est complexe. Ceci est dû à la complexité de mesure et/ou le contrôle de la succion en continu lors du cisaillement. Wiebe et al. (1998) ont réalisé une série d'essais non drainés sur un mélange de sable et de bentonite compacté à une masse volumique sèche de $1,67 \text{ Mg/m}^3$ sous des pressions de confinement variant de 0,2 à 3 MPa et des températures de 26, 65 et 100 °C et à des différents degrés de saturation. Leurs résultats mettent en évidence la diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température de façon d'autant plus marquée que le degré de saturation est faible (Figure I.29). La diminution de la résistance au cisaillement est donc liée

à la diminution de la succion dans l'éprouvette suite à l'augmentation de la température. Les études de Uchaipichat & Khalili (2009) sous des succions contrôlées ont également confirmé ces résultats.

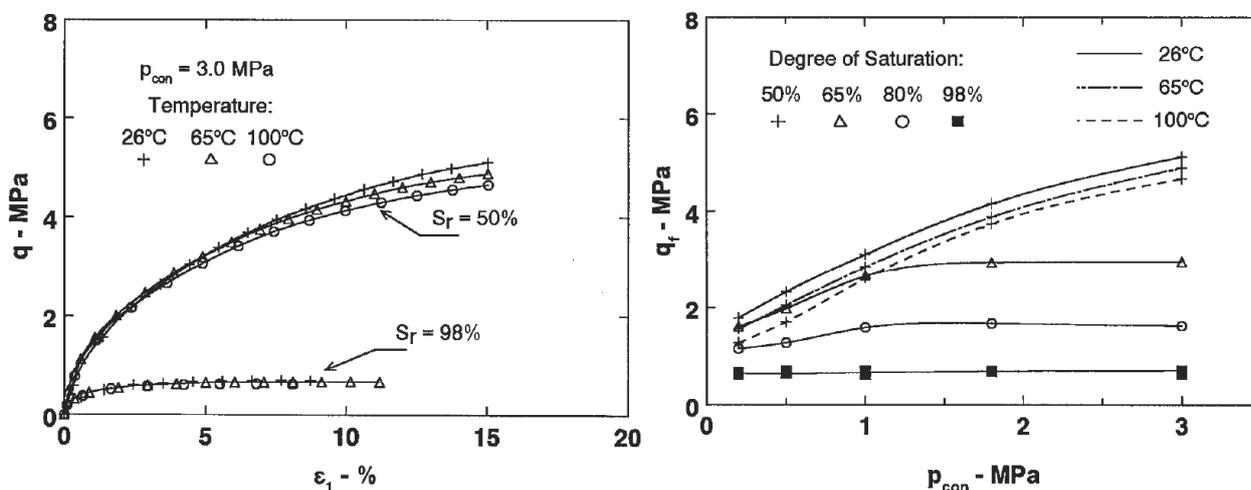


Figure I.29. Essais triaxiaux non drainés : effet de la température sur la résistance au cisaillement des éprouvettes compactées d'un mélange sable/bentonite pour différents degrés de saturation (Wiebe et al., 1998).

Ces études montrent que l'augmentation de la température a des effets complexes et contradictoires sur la résistance au cisaillement d'un sol ; par exemple, une diminution de la viscosité de l'eau interstitielle due au changement de la température aura tendance à diminuer la résistance au cisaillement, alors que la variation de volume des particules du sol aura tendance à augmenter la résistance au cisaillement. La prédominance de l'un ou de l'autre phénomène dépend de la nature du sol, de son état initial (sa teneur en eau et sa densité) et de la charge mécanique appliquée (Tang, 2005). L'histoire de contrainte (surconsolidé ou normalement consolidé) a également un impact majeur sur le changement de volume permanent après drainage pendant le chauffage, ce qui modifie la résistance au cisaillement, ce point est discuté dans le paragraphe I.3.2.3.

Tableau I.9. Effet de l'augmentation de la température sur la résistance au cisaillement.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	S_r	Masse volumique (Mg/m ³)	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la température
Moritz (1995)	Argile suédois (Swedish clay)	Essai triaxial : Résistance au cisaillement non drainée	Saturé	-	8, 40, 70	Diminution
De Bruyn & Thimus (1996)	Argile de Boom	Non-drainé : 3 UU 6 CIU 2CI	98-100%	$\rho = 1,91 - 1,95$ $\rho_d = 1,51 - 1,59$	20, 50, 75, 80	Diminution
Lingnau et al. (1996)	Mélange de bentonite sodique – sable siliceux	Essai triaxial consolidé non drainé (CIU) et Essai triaxial drainé constante p'(CID)	Saturé	$\rho_d = 1,67$	26, 65, 100	Diminution
Tanaka et al. (1997)	Illite	Essai triaxial non drainé	Saturé	-	28, 65, 100	Augmentation
Hueckel et al. (1998)	Spanish clays	Essai triaxial drainé	Saturé	-	22, 50, 80, 100, 120	Diminution
Wiebe et al. (1998)	Mélange 50/50 de bentonite sodique – sable (silica)	Des essais de compression triaxiale UUU (non-drainé)	Non saturé $S_r = 35-98\%$	$\rho_d = 1,67$	26, 65, 100	Diminution
Cekerevac & Laloui (2004)	Kaolin	Essai triaxial drainé	Saturé	$\rho_d = 1,35$	22, 90	Augmentation
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limon de Brouke	Essai triaxial	Non saturé $s = 0, 100, 300$ kPa	$\rho_d = 1,53$	25, 40, 60	Diminution

I.3.2.3. Déformation volumique

Baldi et al. (1988) ont comparé les deux valeurs de déformation volumique, l'une mesurée par la déformation axiale et l'autre en utilisant l'équation suivante et en supposant que α_w est égal à l'expansion thermique de l'eau libre.

$$\Delta V_{dr} = [\varepsilon_v(\Delta T, \sigma'_m) - C^* \sigma'_m + \alpha_s \times \Delta T(1-n)]V + \int_0^{V_w} \alpha_w \Delta T dV_w \quad (I.21)$$

avec :

- ε_v : la déformation volumique ;
- ΔV_{dr} : le volume de l'eau drainée ;
- ΔT : la variation de la température ;
- σ'_m : la contrainte effective moyenne ;
- C^* : le module de compressibilité des minéraux sous la contrainte effective moyenne σ'_m ;
- α_s : le coefficient d'expansion thermique des particules solides ;
- n : la porosité ;
- V : le volume de l'éprouvette ;
- V_m : le volume de l'eau ;
- α_w : le coefficient d'expansion thermique de l'eau.

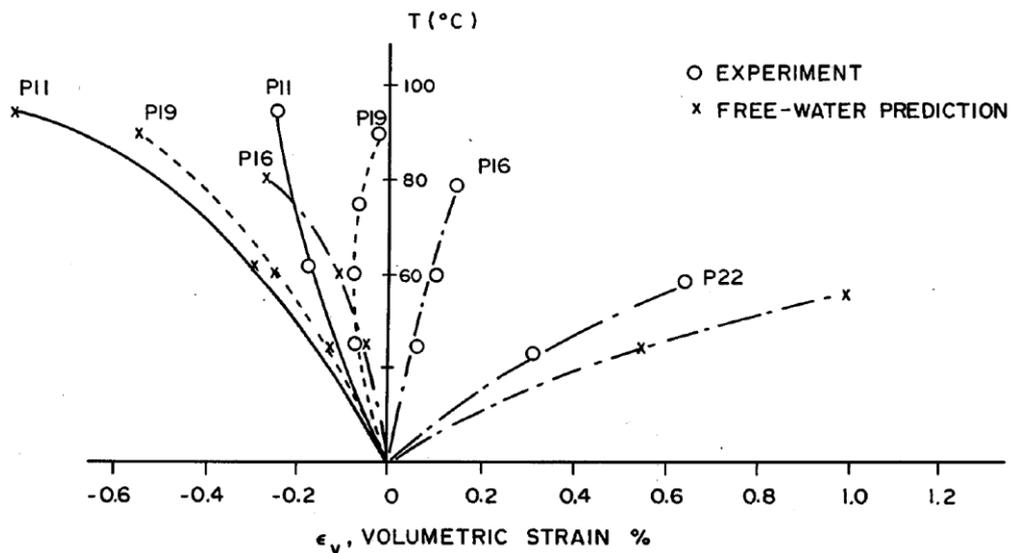


Figure I.30. Déformation volumétrique de squelette (Baldi et al., 1988).

La Figure I.30 montre une grande différence entre les résultats expérimentaux et les prédictions théoriques qui s'explique par le fait que l'expansion thermique est significativement affectée par les interactions électrochimiques ou électriques dans la microstructure.

La majorité des études réalisées sur des éprouvettes normalement consolidées montre un comportement contractant avec l'augmentation de la température, qui est indépendant de la pression de consolidation. Les éprouvettes surconsolidées ont un comportement différent selon leur degré de surconsolidation OCR (Tableau I.10). Si l'OCR est faible, le sol tend à se contracter, alors que si l'OCR est fort, il se dilate (Figure I.31).

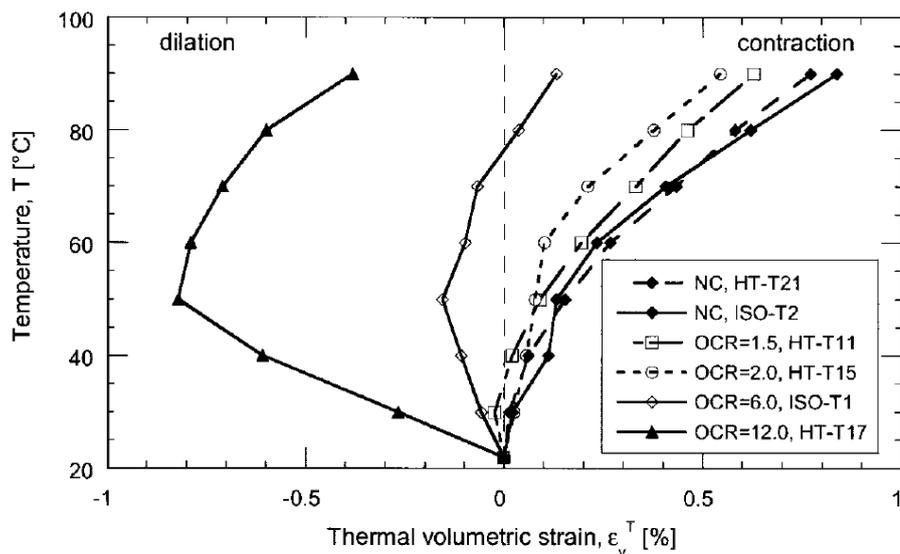


Figure I.31. Déformation volumique du Kaolin pendant le chauffage de 22 à 90 °C; pression de consolidation 600 kPa (Cekerevac & Laloui, 2004).

Le chauffage d'un matériau provoque une dilatation de ses constituants ce qui entraîne le développement de contraintes dans les matériaux confinés. Pour un sol normalement consolidé, cette augmentation de contrainte provoque une réorganisation de la structure du sol, et une densification se produit sous l'effet du tassement irréversible du matériau.

Pour un matériau surconsolidé, le matériau a déjà subi une contrainte mécanique plus importante que celle qui est imposée actuellement. Tant que la contrainte liée à la sollicitation thermique reste inférieure à la contrainte maximale subie par le matériau, seule une dilatation du matériau est détectée, le comportement est dilatant. Si la sollicitation thermique est telle que la contrainte additionnelle dépasse la contrainte maximale subie par le matériau, alors une réorganisation se produit et un comportement contractant est mesuré.

Pour conclure sur ce paramètre, nous retiendrons que la déformation provoquée par le chauffage sur des échantillons normalement consolidés est irréversible et est liée au réarrangement des particules. Lors d'un refroidissement, la déformation est liée seulement au changement de volume. Pour les sols surconsolidés, il existe une température pour laquelle se produit une transition entre la contractance et la dilatance. Cette température limite augmente avec l'augmentation de l'OCR (Figure I.31).

Tableau I.10. Effet de la température sur la déformation volumique.

Auteur	Matériau	Méthodes de mesure	S_r	Température (°C)	Effet de l'augmentation de la Température
Baldi et al. (1988)	1-Argile de Boom 2-Kaolin commercial 3-Une argile limoneuse (Pontida Silty Clay-une kolinite)	Chauffage drainé sous contrainte isotrope constante	Saturé	22-87	NC ou OCR faible : contraction OCR important : dilatation
Towahata et al. (1993b)	1- Kaolin 2-Bentonite	Chauffage drainé dans un consolidomètre conventionnel	Saturé	22, 40, 60, 90	NC ou OCR faible : contraction OCR important : dilatation
Del Olmo et al. (1996)	1-Argile de Boom 2-Argile de Pasquasia 3-Spanish clay	Chauffage drainé sous contrainte isotrope constante	Saturé	21 – 95	Contrainte de confinement faible (1MPa) : dilatation Contrainte de confinement grande (3et6MPa) : contraction
Robinet et al. (1997)	1-Argille du Bassin parisien 2-Kaolinite 3-Smectite 4-Argile de Boom	Chauffage drainé	Saturé	20, 40, 60, 80	NC : contraction OCR >1 : dilatation
Hueckel et al. (1998)	Spanish clay	Chauffage drainé sous contrainte isotrope constante	Saturé	22, 50, 80, 100, 120	Faible contrainte de confinement : contraction Forte contrainte de confinement : dilatation
Burghignoli et al. (2000)	Argile de Todi Argile de Fiumicino Argile de Bologna	Chauffage drainé sous contrainte isotrope constante	Saturé	20 – 60	NC : contraction OCR >1 : dilatation
Sultan (2002)	Argile de Boom	Chauffage drainé sous contrainte isotrope constante	Saturé	25 – 100	NC : une contraction OCR faible : une contraction OCR important : une dilatation
Cekerevac & Laloui (2004)	Kaolin	Consolidation isotrope (triaxiale)	Saturé	22, 90	NC ou OCR faible : contraction OCR important : dilatation
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limon de Brouke	Chauffage sous contrainte isotrope et succion constante	Saturé et non saturé	25, 40, 60	NC ou OCR faible : contraction OCR important : dilatation

I.4. Conclusion

Cette étude bibliographique nous a permis de définir les essais et les matériaux pour les travaux de cette thèse.

L'étude de l'effet de la variation de la température sur les paramètres de dimensionnement des pieux n'a pas fait l'objet d'études approfondies. Donc les essais pénétrométriques et pressiométriques sont retenus dans le cadre de ce travail pour étudier l'effet de la température sur les paramètres de ces essais.

Selon les travaux présentés dans ce chapitre, l'effet de la température sur les propriétés des sols dépend de plusieurs paramètres. En effet, la nature du sol, sa masse volumique, sa teneur en eau, son degré de saturation et son histoire de chargement sont des paramètres qui influencent directement la réponse du sol à une variation thermique. Pour les essais réalisés dans le cadre de ce travail, le sol sera compacté dans un moule CBR pour les essais mini-pénétrométrique et dans une cuve cylindrique de 600 mm de diamètre et de 800 mm de hauteur pour les essais mini-pressiométriques. Malgré leur sensibilité avérée à la température, l'utilisation de sols du groupe des smectites n'est pas retenue à cause de leur comportement gonflant d'une part, et de leur structure particulière d'autre part, puisque nous avons vu que le comportement des smectites vis-à-vis de la température peut être différents de tous les autres matériaux (voir la partie I.2.3 concernant les limites d'Atterberg). Notre objectif est de travailler sur un sol qui serait sensible face aux sollicitations thermiques. Le matériau essentiel de cette étude sera donc une illite : une argile sensible à la variation thermique et non gonflante. Afin d'étudier l'effet de la nature du sol, pour certains essais, différents mélanges pourront être réalisés (les détails de ces matériaux sont présentés dans les parties correspondantes).

Afin d'assurer une bonne efficacité du système thermique, les sols doivent être dans l'idéal en condition saturée ou du moins la présence de l'eau est nécessaire pour le rechargement thermique du terrain. La réalisation de travaux dans ces conditions sera donc favorisée.

Chapitre II

Caractérisation physique, hydrique et mécanique des matériaux

Le matériau principal de ce travail est un sol argileux comportant une forte teneur en illite, nommé Arginotech©. De plus, pour étudier l'influence de la nature des sols, en particulier en ce qui concerne les essais mini-pénétrométriques, un mélange sable d'Hostun HN38-kaolinite Argirec B24© a été choisi. Pour chaque matériau, la caractérisation de base comprend une analyse minéralogique, la détermination de la répartition granulométrique, la détermination des limites d'Atterberg et de la courbe Proctor normal. En cohérence avec la problématique de l'étude, l'évolution des caractéristiques mécaniques (résistance en compression simple) et hydriques (courbe de rétention) en fonction de la température s'est avérée nécessaire pour le matériau principal (illite).

II.1. Mélange sable-kaolinite

Le mélange sable-kaolinite est préparé en laboratoire, à l'état sec, en mélangeant 50% de sable d'Hostun et 50% de kaolinite.

II.1.1. Caractéristiques minéralogiques, chimiques et texturales

Le sable d'Hostun HN38 est un sable siliceux conditionné par la société SIKA. Son poids volumique des grains solides est de $26,54 \text{ kN/m}^3$ et sa composition chimique est présentée en Tableau II.1.

Tableau II.1. Analyse chimique du sable d'Hostun.

Oxydes	%
SiO ₂	97,35
Al ₂ O ₃	0,751
K ₂ O	0,720
Fe ₂ O ₃	0,122
CaO	0,062

La kaolinite est une argile sédimentaire issue du bassin des Charentes conditionnée à l'état sec par la société AGS minéraux. Son poids volumique des grains solides est de $26,37 \text{ kN/m}^3$. La composition chimique du matériau (Tableau II.2) est caractéristique d'une kaolinite, dont la formule générale est $(\text{Si}_2)(\text{Al}_2)\text{O}_5(\text{OH})_4$. Des oxydes de fer et de titane sont également détectés. La kaolinite est une argile secondaire issue de la dégradation de feldspaths ou d'autres types d'argile, sa structure est de type TO : un feuillet tétraédrique et un feuillet octaédrique. Les feuillets Si et Al sont fortement liés par la mise en commun d'un oxygène (Figure II.1).

Tableau II.2. Analyse chimique de la kaolinite

Oxydes	%
SiO ₂	49
Al ₂ O ₃	34
Fe ₂ O ₃	1,7
TiO ₂	1,3

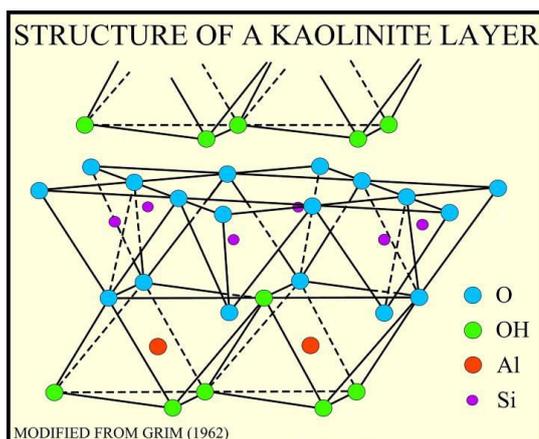


Figure II.1. Structure des feuillets de kaolinite (Poppe et al., 2001).

II.1.2. Courbe granulométrique et limites d'Atterberg

La distribution de la taille des particules du mélange sable-kaolinite est obtenue au granulomètre laser Mastersizer 2000© (Figure II.2). Le pourcentage correspondant à chaque classe de sol est présenté dans le Tableau II.3.

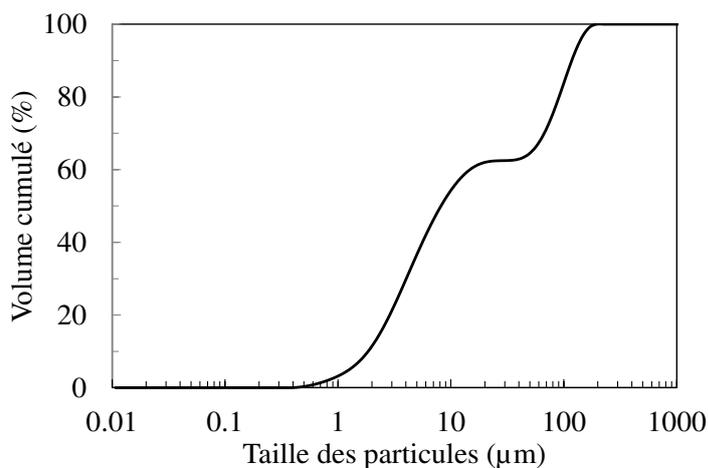


Figure II.2. Distribution de la taille des particules du mélange sable-kaolinite.

Tableau II.3. Limites d'Atterberg du mélange sable-kaolinite.

Diamètre / classe	Pourcentage passé
2 µm / classe des argiles	10
20 µm / classe des limons	50
2 mm / classe des sables grossiers	40

Les limites d'Atterberg, la limite de liquidité (w_L) et la limite de plasticité (w_p), définissent les valeurs de teneur en eau auxquelles la fraction 0-400 μ m d'un sol change de comportement mécanique (NF P94-051: AFNOR, 1993). La limite de liquidité (w_L) est mesurée au moyen de la coupelle de Casagrande et la limite de plasticité (w_p) est mesurée au moyen de la méthode du rouleau. Les limites d'Atterberg du mélange sable-kaolinite sont présentées dans le Tableau II.4.

Tableau II.4. Limites d'Atterberg du mélange sable-kaolinite.

Limite de liquidité (w_L)	27%
Limite de plasticité (w_p)	15%
Indice de plasticité (I_p)	12

Le recoupement de la composition granulométrique fine du matériau et son faible indice de plasticité ($I_p < 12$) permet de classer le mélange sable-kaolinite comme un sol A1 selon la classification du GTR (2000).

II.1.3. Compactage

L'objectif du compactage du sol dans un moule CBR est d'obtenir des éprouvettes homogènes afin de réaliser les essais mini-pénétrométriques (Chapitre III). La réalisation du compactage selon la norme NF P94-093 (AFNOR, 1999) permet de tracer la courbe de compactage et d'obtenir la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale. Afin de porter le matériau à différentes teneurs en eau, une malaxeuse mécanique a été utilisée pour homogénéiser le mélange (Figure II.3).



Figure II.3. Malaxeuse mécanique utilisée pour la préparation des sols.

Le matériau humide est stocké 24h dans un sac hermétique à 20 °C afin d’atteindre une bonne homogénéisation du matériau. Le compactage dynamique du matériau est ensuite réalisé à l’aide d’un compacteur mécanique COMPACTO® dans un moule CBR de 152 mm de diamètre à une hauteur de 117 mm (Figure II.4). L’énergie de compactage est choisie sur la base de celle de l’essai de compactage Proctor normal (NF P94-093 : AFNOR, 1999) qui s’applique en 3 couches. Mais l’étude de Tisot (1974) sur les marnes du Keuper de Lorraine (Figure II.5) établit la non-homogénéité verticale lors d’un compactage en 3 couches. Ainsi, le compactage en 3 couches n’est pas assez efficace pour compacter les éprouvettes dans lesquelles sera enfoncée une aiguille pendant l’essai mini-pénétrométrique.

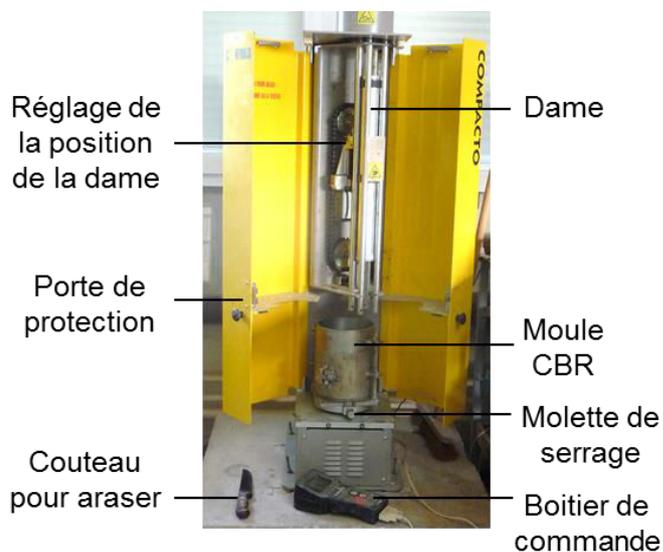


Figure II.4. Compacteur mécanique Compacto®.

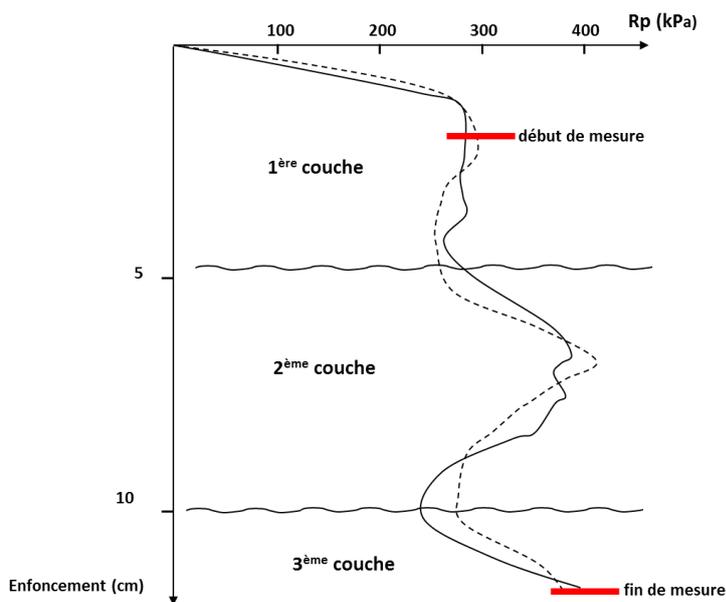


Figure II.5. : Résistance en pointe en fonction de l’enfoncement dans un moule Proctor (Tisot, 1974).

Raboudi (1986) a testé l'influence du nombre de couches sur l'homogénéité verticale de l'éprouvette sur de l'argile de Domérien. Compte tenu de la hauteur de chute de la dame du Proctor normal (305 mm), Raboudi préconise un compactage en 6 couches avec une alternance de 27 et 28 coups par couche soit 55 coups pour deux couches, plutôt que 3 couches avec 55 coups par couche (Figure II.6).

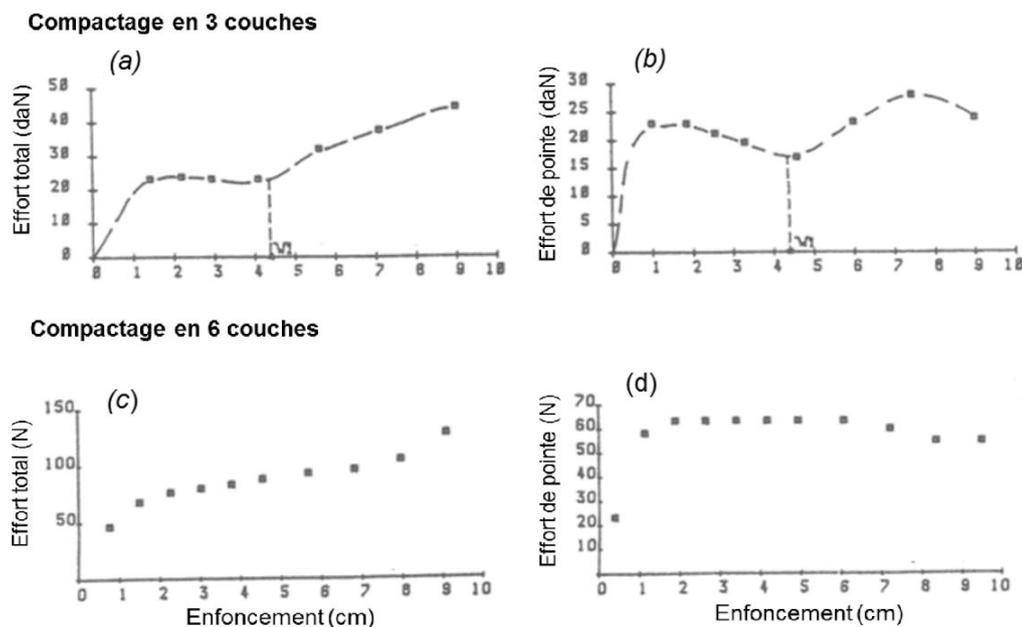


Figure II.6. Courbes effort total et en pointe en fonction de l'enfoncement d'une aiguille dans des éprouvettes compactées : (a) et (b) en 3 couches ou (c) et (d) en 6 couches (Raboudi, 1986).

Etant donnés ces résultats, le compactage des éprouvettes de l'étude est réalisé en 6 couches avec 28 coups par couche soit 56 coups pour deux couches comme préconisé dans la norme NF P94-093 (AFNOR, 1999) pour le moule CBR. Une courbe de compactage est réalisée suivant ce protocole spécifique et comparée à la courbe de compactage obtenue à l'aide du protocole Proctor normal NF P94-093 (AFNOR, 1999) en 3 couches avec 56 coups par couches dans un moule Proctor (Figure II.7). La même dame est utilisée pour les deux protocoles de compactage avec une hauteur de chute identique, seul le nombre de coups varie pour que l'énergie reste proportionnelle à la quantité de matériau introduite dans le moule et au nombre de couches.

L'optimum (OPN) est obtenu pour une teneur en eau optimale de 13,4% et une masse volumique sèche maximale de $1,90 \text{ Mg/m}^3$. L'optimum de la courbe de compactage obtenu à l'aide du protocole spécifique (6 couches, 28 coups/couche) a pour caractéristiques : $w_{OPN} = 13,3\%$ et $\rho_{d,max} = 1,90 \text{ Mg/m}^3$.

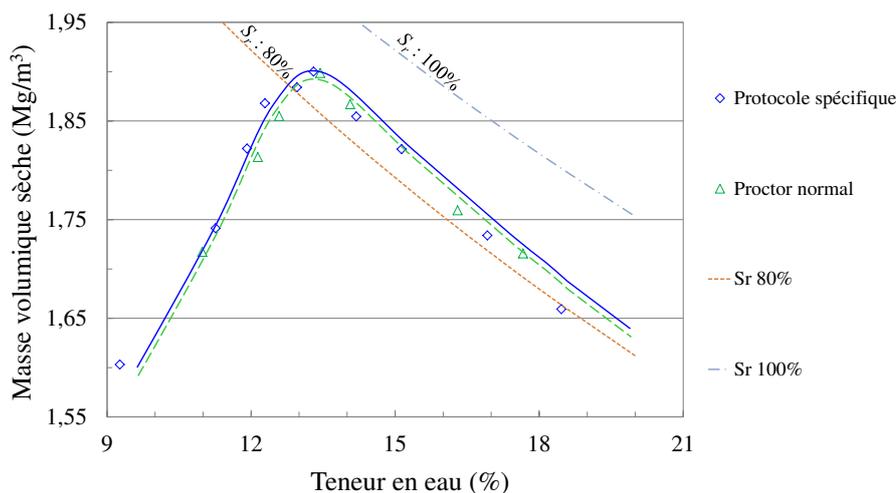


Figure II.7. Courbes de compactage du mélange sable-kaolinite obtenues à l'aide de protocole normalisé et du protocole spécifique. S_r : degré de saturation (Franchomme et al., 2013).

Les courbes de compactage normalisées et spécifiques se superposent (Figure II.7). Ainsi, le protocole de compactage spécifique retenu pour nos travaux est bien assimilable au protocole normalisé en terme d'énergie de compactage tout en assurant une meilleure homogénéité.

II.2. Matériau illitique

Le matériau illitique utilisé, nommé Arginotech®, provient de l'est de l'Allemagne, il est fourni par lots d'une tonne sous forme de poudre. Deux tonnes de matériaux ont été nécessaires pour la réalisation du programme expérimental de ce travail. Dans ce qui suit sont présentées les caractérisations physiques, hydriques et mécaniques du matériau illitique.

II.2.1. Caractéristiques minéralogiques, chimiques et texturales

La composition chimique et minéralogique de l'Arginotech est récapitulée dans les tableaux Tableau II.5 et Tableau II.6 et le poids volumique des grains solides est de $26,50 \text{ kN/m}^3$. Ce matériau est principalement constitué d'illite (77%) mais contient également des proportions de calcite et de kaolinite de 12% et 10% ainsi que des traces de quartz et de feldspath.

Tableau II.5. Composition minéralogique d'Arginotech.

Minéral	%
Illite	77 %
Calcite	12 %
Kaolinite	10 %
Quartz	Traces
Feldspath	Traces

Tableau II.6. Analyse chimique d'Arginotech.

Oxydes	%
SiO ₂	46
Al ₂ O ₃	20
Fe ₂ O ₃	7
CaO	6
K ₂ O	5,5
MgO	3
Na ₂ O	0,15
TiO ₂	0,80
P ₂ O ₅	0,30
Matière Organique	11

L'illite est une argile non gonflante qui fût décrite pour la première fois en 1937 dans l'Illinois ce qui lui a valu son nom. L'illite est un matériau répandu que l'on trouve en proportions variables dans de nombreux sols : ceci est dû aux différents mécanismes d'illitisation (Lynch, 1997).

L'illite se forme par l'altération de silicates tels que des feldspaths, de la muscovite ou d'autres minéraux argileux. La formule chimique de l'illite est $(K,H_3O)(Al,Mg,Fe)_2(Si,Al)_4O_{10}[(OH)_2]$. Sa structure est celle d'un phyllosilicate de type TOT, c'est-à-dire que ses feuillets élémentaires sont composés de deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique. Les couches sont liées par la mise en commun d'un oxygène (Figure II.8). Les ions potassium, présents en interfoliaire, sont très peu hydratés et confèrent aux illites un caractère non gonflant.

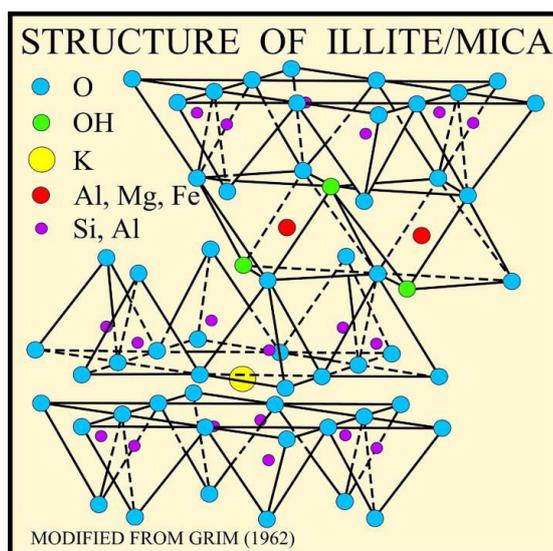


Figure II.8. Structure des feuillets de l'illite (Poppe et al., 2001).

II.2.2. Courbe granulométrique et limites d'Atterberg

La distribution de la taille des particules contenues dans le matériau a été déterminée à l'aide d'un granulomètre laser Mastersizer 2000© (Figure II.9). Près de 85% des particules ont un diamètre inférieur à 2 μm (classe des argiles), et les 15% restants ont un diamètre inférieur à 20 μm (classe des limons).

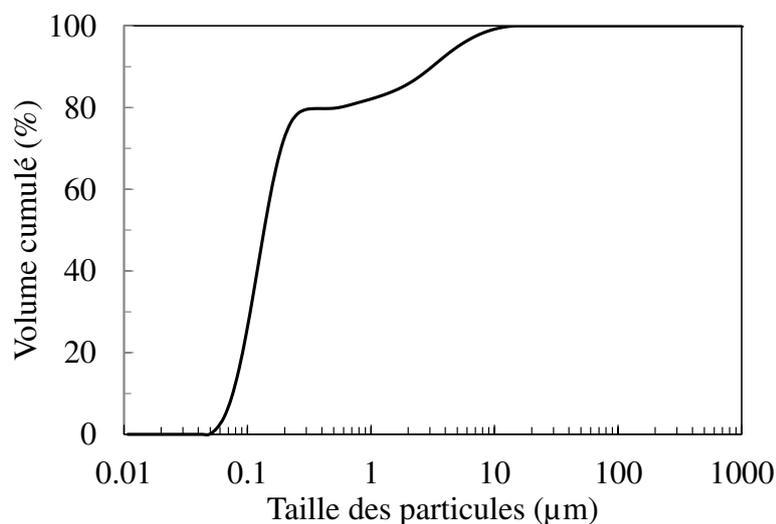


Figure II.9. Distribution de la taille des particules du matériau illitique.

Les limites d'Atterberg du matériau illitique sont déterminées en suivant les recommandations de la norme NF P94-051 (AFNOR, 1993). Elles sont présentées dans le Tableau II.7.

Tableau II.7. Limites d'Atterberg du matériau illitique.

Limite de liquidité (w_L)	65%
Limite de plasticité (w_p)	34%
Indice de plasticité (I_p)	31

A partir de la courbe granulométrique et les limites d'Atterberg, le sol est classé comme A3 selon la classification du GTR (2000).

II.2.3. Courbe de compactage

Le matériau illitique, porté à différentes teneurs en eau est compacté selon le protocole Proctor normal et selon le protocole spécifique défini dans la partie II.1.3. Comme pour le mélange sable-kaolinite, les deux courbes sont quasiment superposées (Figure II.10). La teneur en eau et la masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal sont respectivement de 31,3% et de 1,43 Mg/m^3 .

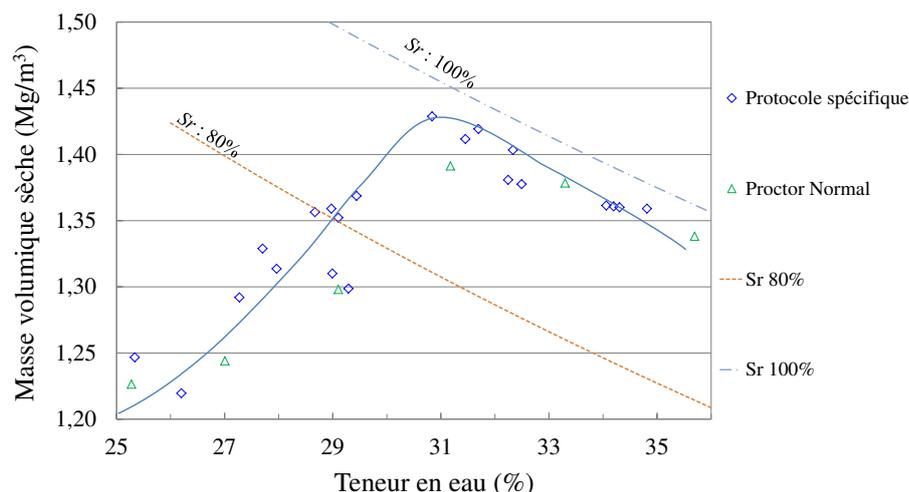


Figure II.10. Courbe de compactage du matériau illitique fait selon le protocole spécifique. S_r : degré de saturation.

La Figure II.11 et la Figure II.12 montrent l'aspect visuel du matériau porté à différents teneurs en eau et les éprouvettes correspondantes. Au contact de l'eau, le matériau forme de petits agrégats, le compactage du matériau conduit à agglomérer ces agrégats. Les éprouvettes correspondant au côté sec de la courbe Proctor montrent une hétérogénéité importante, des cavités sont visibles entre les particules agglomérées. En s'approchant de l'optimum, la lubrification par l'eau facilite le compactage, les éprouvettes ont un aspect beaucoup plus homogène. Ces différences structurales vont avoir un impact important sur les résultats obtenus en terme de propriétés thermiques et de résistance à la pénétration.

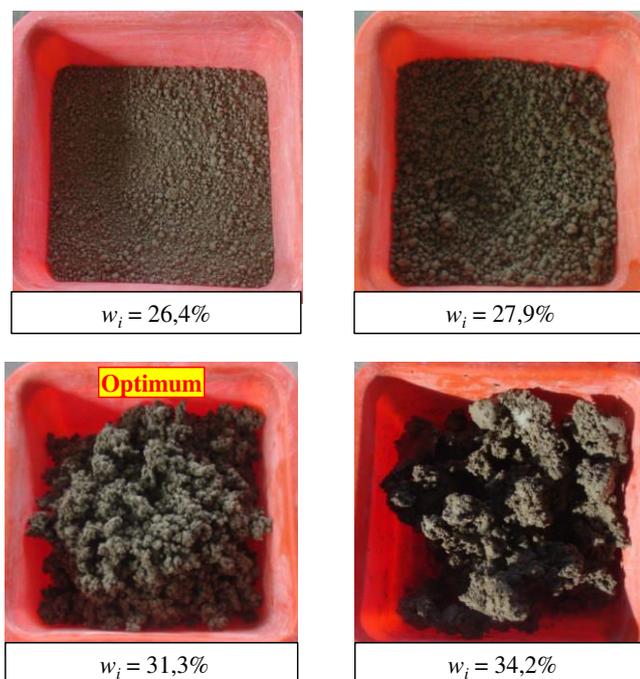


Figure II.11. Aspect visuel du matériau illitique à différentes teneurs en eau.

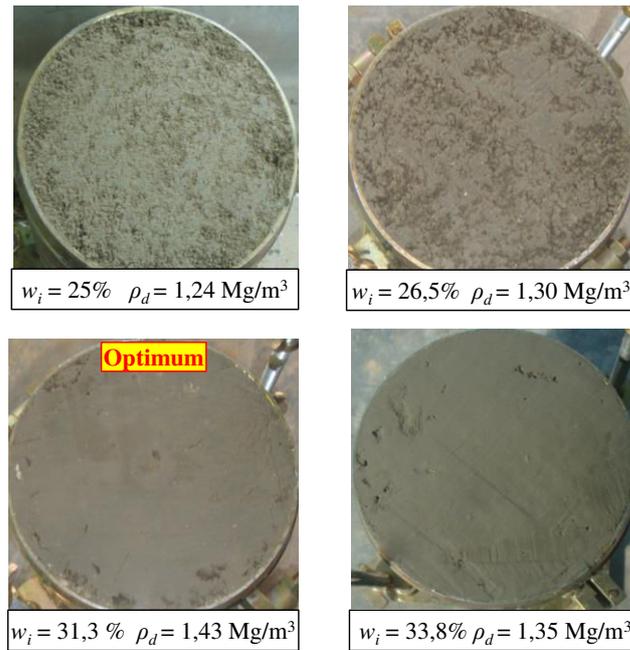


Figure II.12. Aspect visuel des éprouvettes de matériau illitique à différentes teneurs en eau.

II.3. Caractéristiques mécaniques : essai de compression simple

L'essai de compression uniaxiale ou la compression simple consiste à comprimer une éprouvette de sol de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide (Figure II.13). La compression est menée à une vitesse constante jusqu'à la rupture de l'éprouvette afin de mesurer la résistance à la rupture en compression simple de l'éprouvette (Standard ASTM, 1999). Les essais ont été effectués par lots de 3 éprouvettes et la moyenne des 3 valeurs obtenues a été retenue.

II.3.1. Principe de l'essai

L'essai de déformation imposée consiste à appliquer une vitesse de déformation constante à l'éprouvette. Selon le standard ASTM (1999), cette vitesse doit produire une déformation axiale de 0,5 à 2% par minute, elle doit également être suffisamment rapide, pour assurer une durée de l'essai au maximum de 15 minutes, pour limiter la variation de la température. La vitesse optimale choisie est de 1,4 mm/min, ce qui correspond à 2% de la hauteur de l'éprouvette par minute. L'essai prend fin lorsque la force diminue malgré l'augmentation de la déformation, ou lorsque la déformation atteint 15%. La déformation axiale est calculée selon l'équation (II.1) :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (\text{II.1})$$

avec :

- h_0 : la hauteur initiale de l'éprouvette ;

- Δh : la variation de la hauteur de l'éprouvette par rapport à h_0 .

La contrainte de compression, σ_c , est calculée par l'équation (II.2) :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (\text{II.2})$$

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} \quad (\text{II.3})$$

avec :

P : la force appliquée ;

A : la surface de section transversale moyenne calculée selon l'équation (II.3) ;

A_0 : la surface de section transversale moyenne initiale ;

ε_1 : la déformation axiale pour la force appliquée.

La résistance à la compression simple (R_c) correspond à la contrainte de compression maximale atteinte au cours de l'essai ou à la contrainte de compression correspondant à 15% de déformation axiale si la courbe est monotone. Pour nos essais R_c correspond toujours à la contrainte de compression maximale.



Figure II.13. Dispositif expérimental utilisé pour l'essai de compression simple (matériau illitique).

II.3.2. Préparation des éprouvettes

Les essais de compression simple ont été réalisés sur le matériau illitique. Pour la préparation des éprouvettes, le matériau est amené à la teneur en eau de 31,3% (la teneur en eau optimale) et laissé 24h dans un sac hermétique à 20 °C pour l'homogénéisation. Le matériau est alors compacté dans

un moule cylindrique de 35 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur, soit un élancement de 2. Le compactage statique a été effectué dans un system à double piston. Les éprouvettes illitiques sont préparées à deux masses volumiques sèches finales visées de $\rho_d = 1,43 \text{ Mg/m}^3$ et $\rho_d = 1,29 \text{ Mg/m}^3$, soit 100% et 90% de la masse volumique sèche maximale respectivement. Les éprouvettes sont emballées dans du film cellophane de telle sorte que leurs teneurs en eau restent constantes puis placées pendant au moins 24h dans une enceinte climatique à 1, 20 ou 40 °C.

II.3.3. Effet de la température sur la résistance à la compression

Les essais de compression simple à différentes températures sont effectués sur les éprouvettes à teneur en eau constante juste après leur sortie de l'enceinte climatique. Les résultats détaillés sont présentés dans le Tableau II.8. La teneur en eau w_f est mesurée à la fin de l'essai. Pour chaque température imposée, les teneurs en eau sont quasiment identiques et les pertes d'eau sont négligeables. Les masses volumiques sèches obtenues sont de : $\rho_d = 1,32 \text{ Mg/m}^3$ (92% de $\rho_{d,max}$) au lieu des $1,29 \text{ Mg/m}^3$ visées (90% de $\rho_{d,max}$) et de $\rho_d = 1,45 \text{ Mg/m}^3$ (101 % de $\rho_{d,max}$) au lieu de $1,43 \text{ Mg/m}^3$ ($\rho_{d,max}$). Cette différence est liée à : (1) l'écart entre le diamètre souhaité et le diamètre exact obtenu (la variation entre 34,5 mm et 34,95 mm), et (2) des pertes de teneur en eau pendant le compactage et la réalisation d'essai.

Tableau II.8. Teneurs en eau finales (w_f), masses volumiques sèches (ρ_d) et résistances à la compression simple (R_c) des éprouvettes illitiques.

Température (°C)	Eprouvette	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	R_c (kPa)
1	1a	30,6	1,30	120
	1b	30,5	1,32	121
	1c	30,5	1,32	125
	1d	30,6	1,44	245
	1e	30,5	1,45	232
	1f	30,4	1,42	241
20	20a	29,7	1,32	167
	20b	29,7	1,31	144
	20c	29,6	1,32	169
	20d	29,7	1,45	279
	20e	29,7	1,46	286
	20f	29,7	1,44	296
40	40a	29,7	1,33	164
	40b	29,7	1,32	170
	40c	29,4	1,33	175
	40d	29,5	1,46	316
	40e	29,3	1,46	312
	40f	29,6	1,45	316

La Figure II.14 et la Figure II.15 montrent la variation de la contrainte à la compression en fonction de la déformation pour deux masses volumiques sèches différentes. La résistance à la compression du matériau augmente avec l'augmentation de la masse volumique sèche tandis que sa fragilité diminue. Autrement dit, la rupture se produit pour une déformation plus importante et pour une contrainte plus forte aux ρ_d les plus élevés. Ces essais permettent notamment de différencier les comportements sous sollicitation thermique. En effet, si les résultats obtenus à 20 et 40 °C sont proches, le comportement du matériau à 1 °C est lui nettement différent : le comportement est plus ductile lorsque la température diminue. Ce qui n'est pas compatible avec le fait qu'en générale on considère que le matériau se rigidifie aux faibles températures.

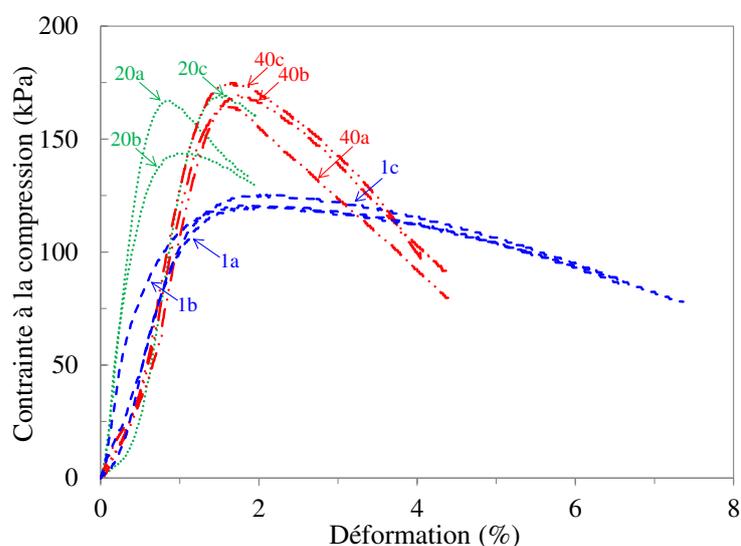


Figure II.14. Contrainte à la compression en fonction de la déformation pour des éprouvettes illitiques compactées à 90% de $\rho_{d,max}$.

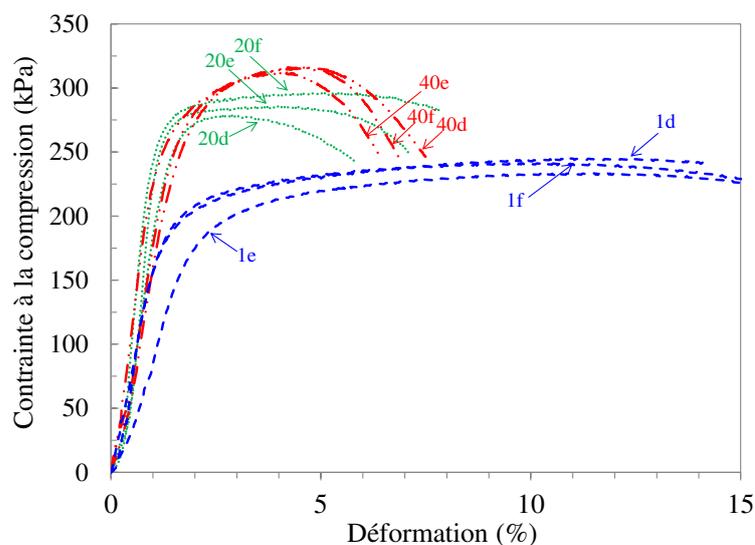


Figure II.15. Contrainte à la compression en fonction de la déformation pour des éprouvettes illitiques compactées à $\rho_{d,max}$.

La Figure II.16 représente les valeurs de R_c en fonction de la température aux différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches. L'augmentation de la résistance à la compression simple avec l'augmentation de la masse volumique sèche est confirmée aux différentes températures. Les valeurs de R_c obtenues à 1 °C sont systématiquement inférieures aux valeurs obtenues à 20 et 40 °C. Cependant il existe un écart d'un point de teneur en eau entre la série d'essais à 1 °C et les autres séries. Cet écart pourrait expliquer la différence de R_c . Ainsi ce résultat ne permet pas d'isoler seulement l'effet de la température de l'effet de la variation de la teneur en eau.

Pour ce qui est des résultats obtenus à 20 et 40 °C, qui sont des éprouvettes compactées à des w comparables de $29,6 \pm 0,1\%$, l'effet de la température est négligeable pour les éprouvettes compactées à 90% de $\rho_{d,max}$. Une légère tendance à l'augmentation est mesurée pour les éprouvettes préparées à $\rho_{d,max}$.

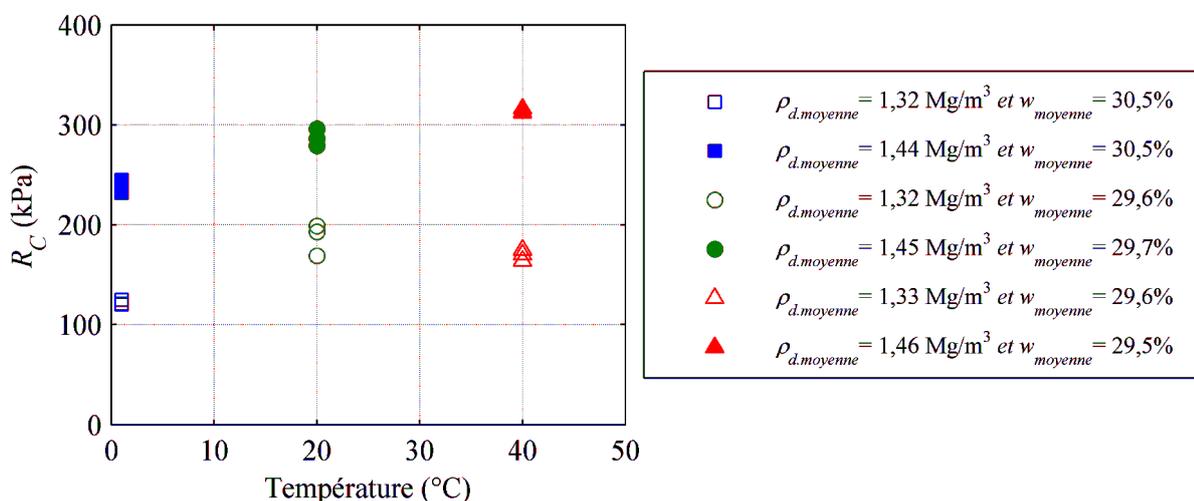


Figure II.16. Résistances à la compression simple (R_c) en fonction de la température.

Les résultats obtenus montrent qu'une diminution de la température diminue les R_c et que l'augmentation de la température peut aboutir à une légère augmentation ou diminution de R_c .

Ces résultats obtenus malgré nos efforts sur des éprouvettes qui ont des densités ou des teneurs en eau légèrement variables ne permettent pas de mettre en évidence clairement l'influence de la température.

II.4. Caractéristiques hydriques : la courbe de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau, jouent un rôle fondamental dans la compréhension du comportement hydrique des sols non saturés. Cette courbe quantifie la capacité des sols non saturés à retenir l'eau. Dans cette partie, la courbe de rétention du matériau illitique est déterminée à 20 et 40 °C.

II.4.1. Principe de l'essai

Afin de déterminer la courbe de rétention, un cycle de séchage et d'humidification est appliqué à une éprouvette. Les cycles se composent de paliers de succion successifs. Une fois la stabilisation atteinte, la teneur en eau de l'éprouvette est mesurée à la fin de chaque palier. Les courbes de rétention d'eau représentent l'évolution de la teneur en eau de l'éprouvette en fonction de la succion totale.

Une enceinte climatique (SECASI technologies : SH600®) permet d'imposer la sollicitation thermo-hydrrique aux éprouvettes. Les transferts d'eau s'effectuent en phase vapeur entre l'atmosphère confinée de l'enceinte climatique et les éprouvettes, jusqu'à l'équilibre. Cette technique de contrôle de succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin (Équation (II.4)) :

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln h_r \quad (\text{II.4})$$

avec :

- u_a : la pression de l'air ;
- u_w : la pression de l'eau ;
- M : la masse molaire de l'eau (18,016 g.mol⁻¹) ;
- g : l'accélération due à la pesanteur (9,81 m.s⁻²) ;
- R : la constante molaire des gaz (8,3143 J.mol⁻¹.K⁻¹) ;
- T : la température thermodynamique ;
- h_r : l'humidité relative.

Une fois l'équilibre hydrique établi, un potentiomètre (*Dewpoint PotentiaMeter* WP4C®) est utilisé afin de mesurer la succion totale des échantillons. Les spécifications techniques du contrôleur sont résumées dans le Tableau II.9. Dans cette technique de type psychrométrique, l'humidité relative est mesurée à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, ici l'air dans la capsule au voisinage de l'éprouvette, la succion en est déduite par la loi de Kelvin (Équation (II.4)).

Tableau II.9. Spécifications techniques du potentiomètre
(*Dewpoint PotentiaMeter* WP4C®).

Gamme de succion	0 à 300 MPa
Précision de mesure de succion	± 0,05 MPa de 0 à -5 MPa 1% de -5 à -300 MPa
Contrôle de température	15 à 40 °C (±0,02 °C)

II.4.2. Préparation des éprouvettes et protocole expérimental

Cet essai a été réalisé sur le matériau illitique. Pour la préparation des éprouvettes, le matériau est amené à la teneur en eau de 31,3% (la teneur en eau optimale) et conservé 24h dans un sac hermétique à 20 °C. Le matériau est compacté de manière statique sous forme de pastille dans un moule cylindrique de 35 mm de diamètre sur 6 mm de hauteur à l'aide d'une presse. 24 éprouvettes sont préparées aux deux masses volumiques sèches finales visées de $\rho_d = 1,43 \text{ Mg/m}^3$ et $\rho_d = 1,29 \text{ Mg/m}^3$, soit 100% et 90% de la masse volumique sèche maximale respectivement. La température initiale des éprouvettes est de 20 °C. Les éprouvettes sont placées ensuite dans l'enceinte climatique afin de subir la sollicitation thermo-hydrique. Deux séries d'essais sont réalisés, à 20 et à 40 °C. Une éprouvette témoin est compactée à chaque ρ_d . L'évolution de la masse de ces éprouvettes témoins mesurée en fonction de temps permet d'identifier le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre hydrique à chaque palier.

II.4.3. Résultats

Le Tableau II.10 et le Tableau II.11 résument les résultats obtenus. Chaque série comprend un cycle de séchage et un cycle d'humidification pour chaque masse volumique sèche. Les valeurs de la masse volumique sèche sont quasiment identiques pour chaque catégorie. A partir de ces données la courbe de rétention est tracée pour chaque masse volumique sèche et chaque température.

Tableau II.10. Teneurs en eau finales (w_f), masses volumiques sèches finales (ρ_d) et suctions des éprouvettes illitiques à 20 °C.

Chemin hydrique Appliqué	Enceinte climatique			Éprouvette					
				90% de $\rho_{d,max}$			100% de $\rho_{d,max}$		
	T	RH (%)	Succion imposée (MPa)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	Succion (MPa)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	Succion (MPa)
Séchage	20	-	-	30,1	1,30	0,2	30,3	1,44	0,4
	20	94	8,5	22,2	1,30	8,5	22,8	1,45	7,5
	20	86	20,8	16,0	1,30	22,2	17,5	1,45	20,0
	20	75	39,7	8,5	1,30	46,9	9,0	1,45	43,1
	20	48	101,4	4,7	1,28	107,7	4,8	1,45	105,9
	20	15	262,3	1,8	1,30	246,1	1,9	1,45	238,2
Humidification	20	48	101,4	3,9	1,31	103,2	4,1	1,45	101,2
	20	75	39,7	7,7	1,30	41,2	7,1	1,44	39,7
	20	86	20,8	13,1	1,29	19,4	13,6	1,44	18,4
	20	94	8,5	20,2	1,29	6,6	20,9	1,45	5,6

Tableau II.11. Teneurs en eau finales (w_f), masse volumiques sèches finales (ρ_d) et succions des éprouvettes illitiques à 40 °C.

Chemin hydrique	Enceinte climatique			Éprouvette					
				90% de $\rho_{d,max}$			100% de $\rho_{d,max}$		
	T	RH (%)	Succion imposée (MPa)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	Succion (MPa)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	Succion (MPa)
Séchage	40	-	-	29,2	1,30	0,4	29,4	1,44	0,5
	40	98	3	17,3	1,30	19,2	17,6	1,43	18,3
	40	90	15,5	9,8	1,29	37,5	11,1	1,45	29,2
	40	85	24	9,0	1,30	41,0	9,1	1,44	40,7
	40	75	44,5	6,4	1,30	65,8	6,6	1,45	65,1
	40	48	118	3,6	1,30	143,1	3,8	1,44	135,9
	40	15	280	1,8	1,30	293,5	1,8	1,43	293,0
Humidification	40	48	118	3,5	1,31	128,7	5,4	1,43	129,5
	40	75	44,5	5,5	1,30	72,6	6,1	1,44	60,2
	40	85	24	7,7	1,30	43,0	7,4	1,44	47,9
	40	90	15,5	6,2	1,30	63,9	9,7	1,44	28,9
	40	98	3	18,1	1,30	10,2	17,6	1,44	12,4

La Figure II.17 et la Figure II.18 montrent les courbes de rétention obtenues pour les deux masses volumiques du matériau illitique aux deux températures. La température semble influencer la courbe de rétention, les résultats des 2 séries d'essais sont légèrement décalés. Dans la littérature aussi, une diminution de la capacité de rétention de sol avec le chauffage est souvent observée et généralement expliquée par la diminution de la tension superficielle eau-air avec l'augmentation de la température (cf. I.3.1.2).

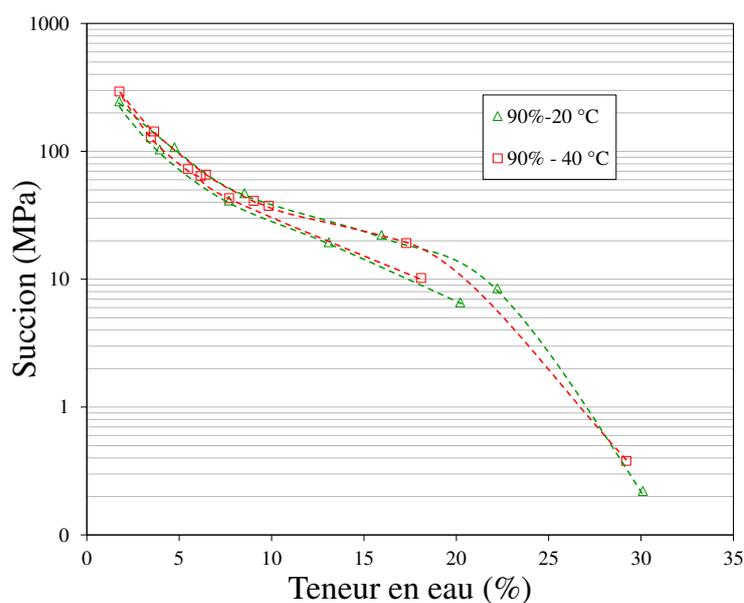


Figure II.17. Courbe de rétention du matériau illitique à 20 et 40 °C pour les éprouvettes à 90% de $\rho_{d,max}$.

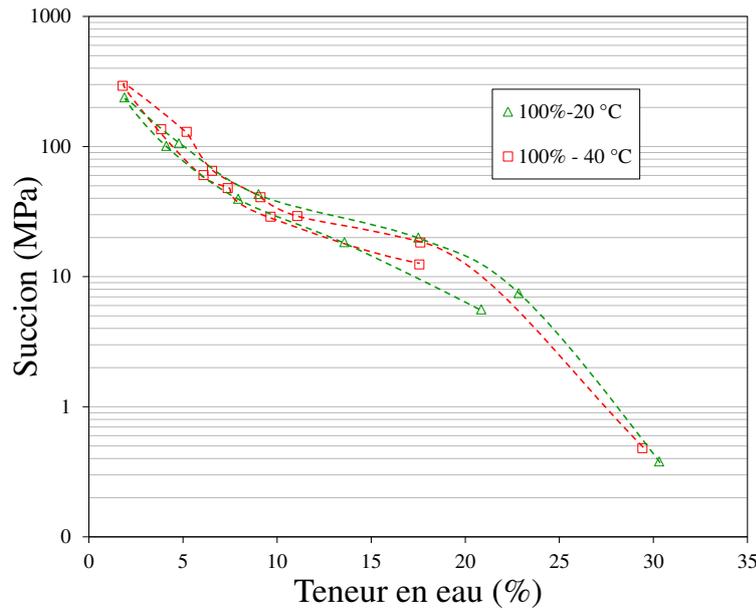


Figure II.18. Courbe de rétention du matériau illitique à 20 et 40 °C pour les éprouvettes à $\rho_{d,max}$.

II.5. Conclusion

Cette partie comprend l'analyse minéralogique, la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg et la courbe Proctor normal des 2 matériaux qui seront utilisés dans cette thèse : un mélange sable-kaolinite et un matériau illitique. Le mélange sable-kaolinite est classé comme A1 et le matériau illitique qui est plus fin est classé comme A3.

Deux protocoles de compactage, normalisé et spécifique ont été comparés. Le protocole spécifique est assimilable au protocole normalisé et garantit une meilleure homogénéité des éprouvettes. Cette méthode de compactage est donc retenue pour toutes les éprouvettes en moule CBR (Chapitre III).

Les résultats ont clairement mis en évidence la dépendance de la valeur de R_c aux variations mêmes minimes de ρ_d , w et de la température. En ce qui concerne la courbe de rétention, un léger impact de la température dans le sens de diminution de la succion a été obtenu. Ce résultat est en accord avec ceux présentés dans la littérature.

Chapitre III

Effet des sollicitations thermiques sur les paramètres pénétrométriques

L'effort total d'un pieu (Q_t) résulte de la somme des efforts repris par la résistance en pointe (Q_c) et par le frottement latéral (Q_s) à l'interface sol-pieu (Figure III.1a). L'essai au pénétromètre statique (CPT) est une méthode classique de dimensionnement des pieux. Cet essai consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc ni vibration, ni rotation et à vitesse constante, un train de tiges muni d'une pointe conique, et à enregistrer la résistance à la pénétration de ce cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône (Figure III.1b). Cet essai permet d'apprécier également la succession des différentes couches et leur nature, l'homogénéité d'une couche et certaines caractéristiques des sols traversés (NF P94-113 : AFNOR, 1996).

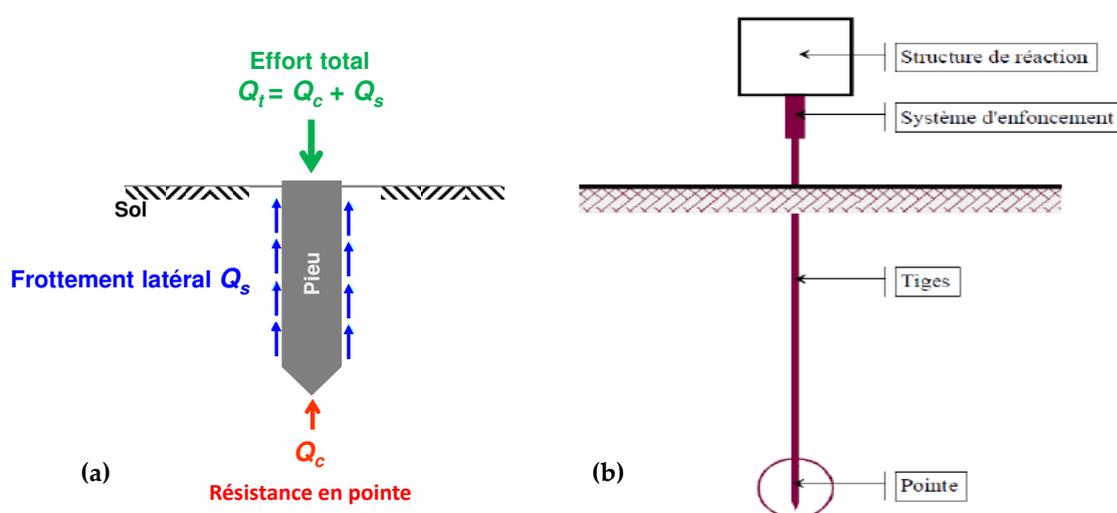


Figure III.1. (a) capacité portante d'un pieu ; (b) schéma du pénétromètre statique.

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la charge limite en pointe est donnée par l'équation (III.1):

$$Q_c = Ak_c q_{ce} \quad (\text{III.1})$$

avec :

- A : la section de pointe ;
- q_{ce} : la résistance en pointe équivalente (la résistance en pointe moyenne autour de la base du pieu) au pénétromètre statique ;
- k_c : le facteur de portance.

L'effort total limite mobilisable par le frottement latéral sur toute la hauteur h du pieu est calculé par l'équation (III.2) :

$$Q_s = P_{\text{pieu}} \int_0^h q_s(z) dz \quad (\text{III.2})$$

avec :

- P_{pieu} : le périmètre du pieu ;
- $q_s(z)$: le frottement latéral unitaire limite à la profondeur déterminée par l'équation ;

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s\text{max}} \right\} \quad (\text{III.3})$$

avec :

- β et $q_{s\text{max}}$: les paramètres déterminés selon la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, la charge limite totale (Q_l) est la somme de Q_c et Q_s . Cette charge totale pourrait être influencée à long terme dans les pieux énergétiques par la variation cyclique de la température. La simulation de l'essai au pénétromètre à l'aide d'un mini-pénétromètre développé au laboratoire, permet de réaliser des essais en enfoncement sur des éprouvettes de taille décimétrique. Le protocole, court, reproductible et facilement mis en œuvre, permet de comparer de nombreuses éprouvettes en un temps raisonnable. Ainsi, dans ce chapitre, l'évolution des paramètres pénétrométriques en fonction de la variation de la température pour des éprouvettes de deux sols, compactés à des teneurs en eau et des densités différentes est étudiée. Les résultats permettent : 1) de définir l'impact du couple de la teneur en eau et de la masse volumique sèche initiales sur les paramètres mécaniques de ces deux matériaux ; 2) de comparer les propriétés mécaniques des matériaux de granulométrie et de nature différentes ; 3) d'évaluer l'impact de la température sur ces propriétés mécaniques.

Tout d'abord, la préparation des matériaux et le compactage dans un moule CBR sont expliqués. Puis, les spécificités de l'essai mini-pénétrométrique sont présentées. Enfin, les résultats de l'essai mini-pénétrométrique comprenant la typologie de la courbe mini-pénétrométrique, ainsi que l'influence couplée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à différentes températures sont discutés.

III.1. Préparation des éprouvettes et méthodes d'analyse

III.1.1. Préparation des matériaux

Deux matériaux ont fait l'objet d'une étude complète au mini-pénétrömètre : le matériau illitique et le mélange 50/50 sable-kaolinite, tous deux décrits dans le chapitre « caractérisation physique, hydrique et mécanique des matériaux » (Chapitre II). Afin d'effectuer les essais mini-pénétrömétriques, tout d'abord le matériau brut est porté à la teneur en eau souhaitée puis conservé 24h dans un sac hermétique à 20 °C pour une bonne homogénéisation de sa teneur en eau. Les éprouvettes de 117 mm de hauteur sont compactées de manière dynamique en 6 couches et 28 coups par couche dans un moule CBR de 152 mm de diamètre. L'énergie de compactage est équivalente à l'énergie de compactage Proctor normal. Le compactage est détaillé en partie II.1.3. Les éprouvettes du mélange sont préparées à des teneurs en eau initiales variant de 11 à 19% et à des masses volumiques sèches de 1,60 à 1,90 Mg/m³ compactées à la température ambiante (environ 22 °C) (Tableau III.1). Les éprouvettes de matériaux illitiques sont préparées à des teneurs en eau initiales variant de 23 à 35% et à des masses volumiques sèches de 1,22 à 1,43 Mg/m³ compactées à la température ambiante (environ 22 °C) (Tableau III.2). Les courbes de compactage avec le protocole spécifique pour deux matériaux sont présentées dans la Figure III.2 pour rappel.

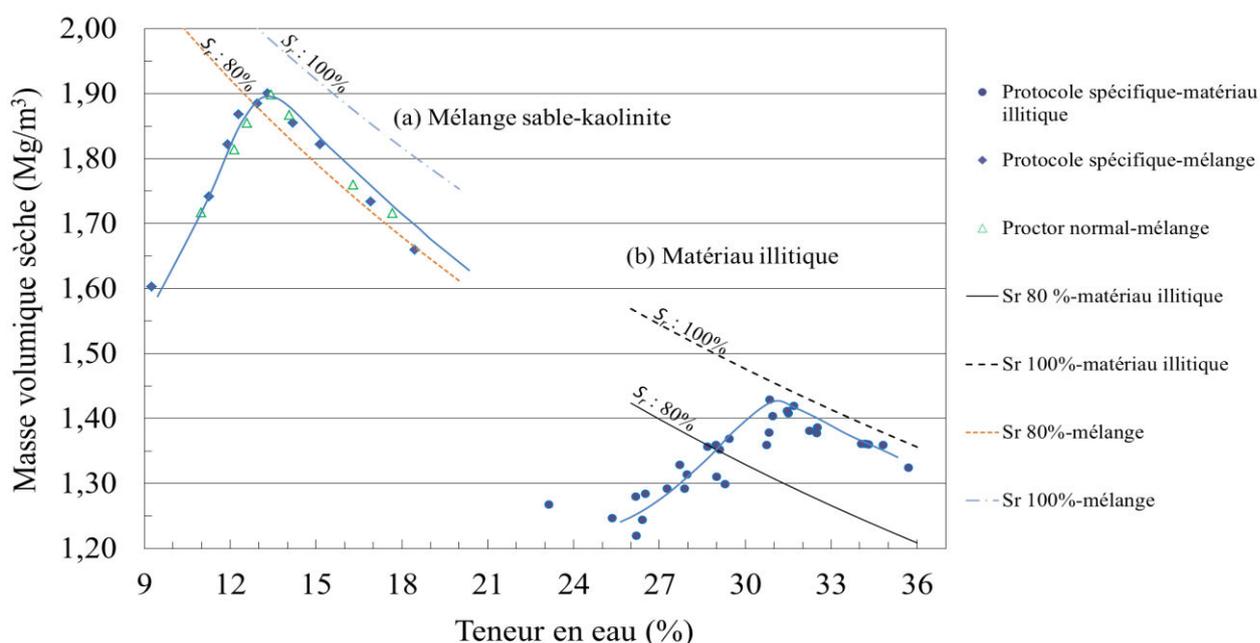


Figure III.2. Courbes de compactage : (a) du mélange sable-kaolinite et (b) du matériau illitique.

Tableau III.1. Teneurs en eau (w_i) et masses volumiques sèches initiales (ρ_d) des éprouvettes du mélange sable-kaolinite compactées à la température ambiante (environ 22 °C).

Éprouvette	w_i (%)	ρ_d (Mg/m ³)
E1	11,3	1,74
E2	11,9	1,82
E3	12,3	1,87
E4	13,0	1,88
E5	14,2	1,85
E6	15,1	1,82
E7	16,9	1,73
E8	18,5	1,66
E9	11,9	1,82
E10	13,5	1,90
E11	15,3	1,79
E12	11,9	1,81
E13	13,5	1,90
E14	15,2	1,79
E15	13,2	1,85
E16	13,4	1,87

Tableau III.2. Teneurs en eau (w_i) et masse volumiques sèches initiales (ρ_d) des éprouvettes illitiques compactées à la température ambiante (environ 22 °C).

Éprouvette	w_i (%)	ρ_d (Mg/m ³)	Éprouvette	w_i (%)	ρ_d (Mg/m ³)
S1	23,6	1,28	S21	32,3	1,41
S2	26,0	1,25	S22	32,3	1,42
S3	26,2	1,29	S23	32,5	1,39
S4	26,8	1,27	S24	34,2	1,39
S5	26,5	1,30	S25	25,5	1,26
S6	27,8	1,33	S26	27,3	1,31
S7	27,7	1,34	S27	28,8	1,31
S8	30,2	1,36	S28	29,0	1,33
S9	29,4	1,38	S29	30,6	1,40
S10	30,8	1,43	S30	30,4	1,39
S11	31,4	1,43	S31	30,7	1,37
S12	32,5	1,38	S32	31,4	1,42
S13	24,2	1,24	S33	31,6	1,43
S14	27,1	1,29	S34	32,2	1,40
S15	28,0	1,33	S35	34,1	1,38
S16	29,0	1,37	S36	23,7	1,22
S17	29,0	1,36	S37	26,2	1,29
S18	30,8	1,39	S37	27,7	1,31
S19	30,9	1,39	S39	29,2	1,36
S20	31,7	1,42			

III.1.2. Imposition de la température des éprouvettes

La température initiale des éprouvettes est la température ambiante (environ 22 °C). Les éprouvettes sont emballées dans des sacs hermétiques de telle sorte que leurs teneurs en eau soient maintenues constantes pendant toute la durée de la sollicitation thermique (Figure III.3). Les éprouvettes ainsi préparées sont ensuite placées dans une enceinte climatique (SECASI technologies : SH600®) à des températures de 1, 20, 30, 40, 50 ou 70 °C.

La première étape consiste à déterminer le temps nécessaire pour qu'une éprouvette placée dans l'enceinte climatique se stabilise au plus proche de la température de consigne. Cette partie décrit les travaux préliminaires qui ont permis, pour chaque matériau de déterminer les temps optimaux de sollicitation thermique permettant d'atteindre une température homogène dans l'ensemble de l'éprouvette au plus proche de la température de consigne. Suite à des sollicitations thermiques à différentes températures, les essais mini-pénétrométriques sont réalisés à 20 °C (la température de la salle où les essais sont réalisés). La température de l'éprouvette est susceptible d'évoluer entre l'application de la sollicitation thermique et la réalisation des essais dans la salle à 20 °C. Les essais thermiques décrits ici permettent de définir la variation de température susceptible de se produire pendant la mise en place et la réalisation des essais mini pénétrométriques.



Figure III.3. Isolation du moule après le compactage : (a) moule recouvert de cellophane ; (b) moule dans un sac hermétiques et (c) enceinte climatique.

III.1.2.1. Mélange sable-kaolinite (travaux préliminaires)

Afin de suivre la température dans une éprouvette du mélange sable-kaolinite, une sonde thermique est placée au centre du moule et enfoncée à environ un tiers de l'éprouvette initialement à 20 °C. Pour le 1^{er} essai, l'enceinte est réglée à 1 °C pendant 23h puis à 20 °C (Figure III.4a). Pour le 2nd essai, l'enceinte est réglée à 30 °C pendant 7,5h puis 31 °C pendant 7,5h et enfin remise à 20 °C pendant 7h (Figure III.4b). Un essai est également réalisé pour une température constante de 50 °C.

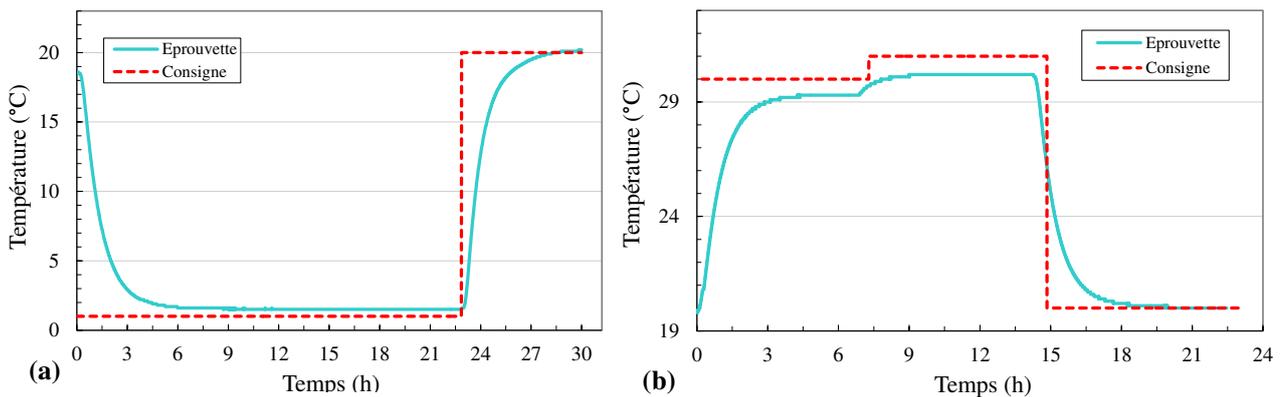


Figure III.4. Suivi de mise en température : (a) un cycle de refroidissement (1 °C) puis de réchauffement ;
(b) un cycle de réchauffement (30 °C) puis de refroidissement à 20 °C.

D'après l'étude des données issues du suivi des températures, pour une consigne de 1 °C, les éprouvettes ont mis respectivement 9h20 pour se stabiliser à une température de 1,5 °C et pour une consigne de 30 °C, après 4h20 elles ont atteint une température de 29,3 °C. L'éprouvette amenée à 50 °C s'est stabilisée à 48,8 °C en 12h50.

On constate que les éprouvettes n'atteignent pas toujours exactement la valeur de consigne. Cette divergence peut être due à la position des éprouvettes dans l'enceinte climatique, à l'incertitude de mise en température de celle-ci et à l'incertitude sur la mesure fournie par la sonde thermique.

L'essai de changement de consigne (Figure III.4b) consiste à modifier la température de 30°C à 31°C. La courbe montre qu'il est possible d'atteindre la température visée en augmentant légèrement la température de consigne. Néanmoins, la valeur qui permet d'atteindre précisément la température visée est fonction non seulement de l'appareillage mais aussi de l'état initial de l'éprouvette (w , ρ_d). Lors de nos essais, l'état initial change pour chaque essai (Tableau III.1 et Tableau III.2), les mises en température ont donc été menées avec pour consigne la température visée, l'écart à la consigne est inclus dans l'incertitude des résultats.

Les suivis de retour à 20 °C (Figure III.4) permettent de déterminer le taux de variation de température dans la durée de l'essai mini-pénétrométrique. Ce taux est maximale car le suivi de retour à 20 °C a été réalisé ici dans une enceinte climatique ventilée ce qui accentue les échanges thermiques, mais en laboratoire, le retour à 20 °C de l'éprouvette est plus lent. Le Tableau III.3 montre le taux de la variation de la température obtenu au centre des éprouvettes du mélange sable-kaolinite. Sachant que la réalisation des 3 essais mini-pénétrométriques dure entre 10 et 15 minutes en comptant le temps de fixation du moule sur la presse.

Tableau III.3. Température initiale et taux de la variation de la température au centre des éprouvettes du mélange sable-kaolinite.

Température initiale (°C)	1	30
Taux de la variation de la température (°C/min)	0,20	0,11

III.1.2.2. Matériau illitique (travaux préliminaires)

Afin de suivre la variation de la température des éprouvettes de matériau illitique, une éprouvette est équipée de sondes thermiques. L'emplacement des sondes est présenté dans la Figure III.5.

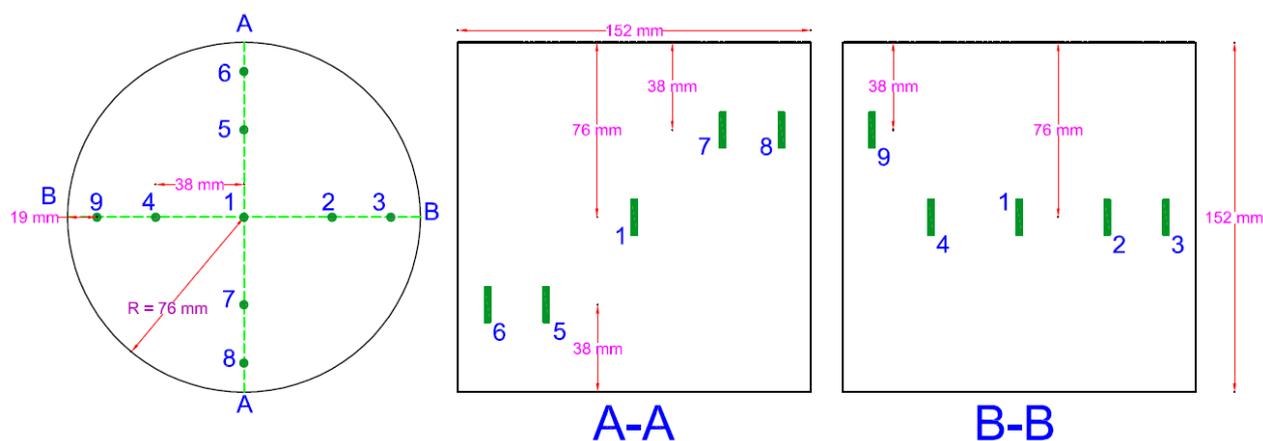


Figure III.5. Emplacement des sondes : (a) Vu en plan horizontal ; (b) et (c) Vu en plans verticaux A-A et B-B.

L'éprouvette pourvue de ces sondes initialement à 20 °C est placée dans une enceinte à 40 °C. La Figure III.6 montre la variation de la température au sein de l'éprouvette obtenue par les sondes. Après 12 heures de sollicitation thermique, la température se stabilise dans toutes les sondes quel que soit leur positionnement.

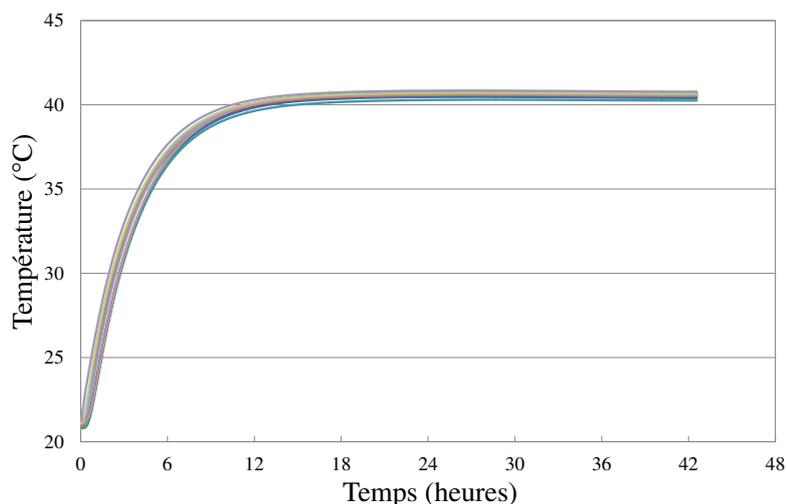


Figure III.6. Suivi de mise en température dans les différentes sondes

Placées ensuite à 20 °C, l'évolution maximale de la température au sein de l'éprouvette pour une durée équivalente à celle des 3 essais mini-pénétrométriques (15min) est de 2,5, 3 et 8 °C pour des températures de consigne de 1, 40 et 70°C respectivement. Le Tableau III.4 montre le taux de la variation de la température obtenue au centre des éprouvettes illitiques.

Tableau III.4. Température initiale et taux de la variation de la température au centre des éprouvettes illitiques.

Température initiale (°C)	1	40	70
Taux de la variation de la température (°C/min)	0,17	0,20	0,53

Les résultats montrent que le temps d'arrivée à la température de consigne varie en fonction du matériau et de la température de consigne. Selon la température de consigne, le gradient thermique appliqué change et cela a un effet sur la variation de la température dans l'éprouvette. Par ailleurs, l'état initial du matériau (teneur en eau et densité), sa nature et sa minéralogie influencent la conductivité thermique et la capacité thermique et en conséquence la diffusion de chaleur dans l'éprouvette. Ainsi, le temps d'arrivée à la température de consigne n'est pas identique pour tous les essais, nous avons choisi de fixer la durée de la sollicitation thermique à 24 heures pour tous les essais afin de garantir une température homogène pour toutes les éprouvettes et au plus proche de la température désirée.

III.1.3. Principe de l'essai mini-pénétrométrique

Grâce à un système de traction-compression d'une précision de $\pm 1\text{N}$ (Figure III.7), une aiguille est enfoncée puis extraite à la vitesse constante de 0,5 mm/s dans l'éprouvette (Figure III.7a). La

profondeur maximale d'investigation est de 100 mm. La force nécessaire à l'enfoncement ou à l'arrachement de l'aiguille est mesurée par l'intermédiaire d'un capteur de force. Deux géométries d'aiguille en acier de 250 mm de longueur, nommées P1 et P2 sont utilisées (Figure III.7b). Le diamètre de la tige de P1 est de 10 mm et celui de P2 est de 12 mm. Les pointes des aiguilles sont identiques avec un angle de 60° , une hauteur de 10,4 mm (L_P) et un diamètre de 12 mm ($d_{aiguille}$). L'aiguille P1 permet de mesurer la résistance en pointe (q_c) tandis que P2 fournit la combinaison de la résistance en pointe (q_c) et du frottement latéral (f_s).

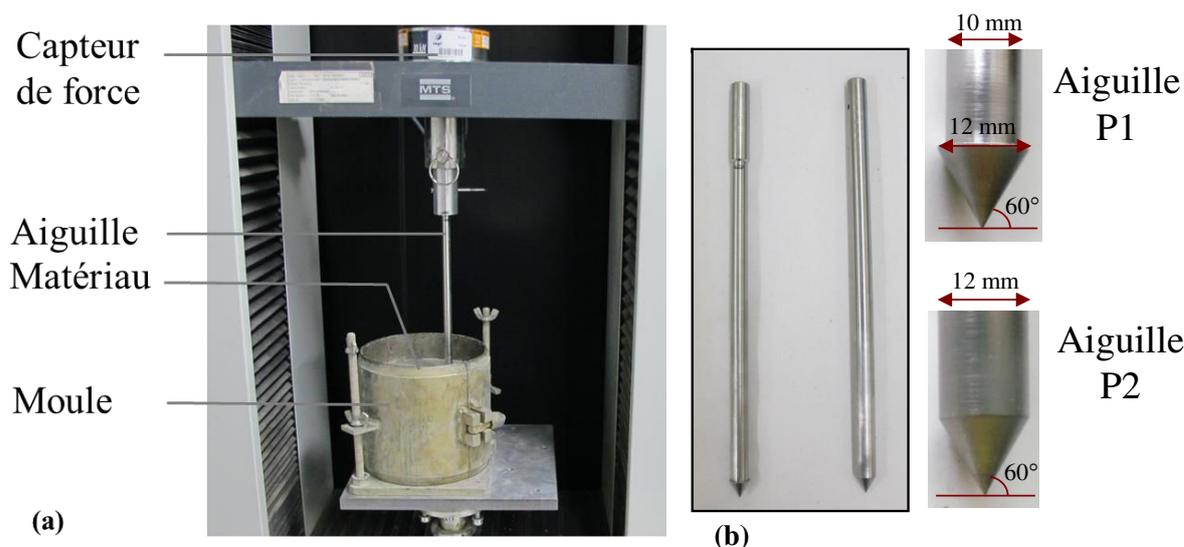


Figure III.7. Dispositif expérimental : (a) essai pénétrométrique à l'aiguille ;
(b) deux différentes aiguilles P1 et P2.

III.1.4. Positionnement des points d'essai dans le moule CBR

Trois essais sont réalisés dans chaque éprouvette. D'abord, deux essais d'enfoncement avec P1 sont menés pour vérifier la reproductibilité des résultats. Si cette dernière est établie, le troisième essai est réalisé avec P2, sinon l'éprouvette est exclue. Pour limiter les effets de bord et l'influence entre les essais, les points sont positionnés sur un cercle imaginaire, de centre confondu avec le centre du moule CBR et de rayon deux fois plus petit que le rayon du moule. Les trois points d'essai sont situés par rapport au centre du moule par rotation d'angle 120° (Figure III.8).

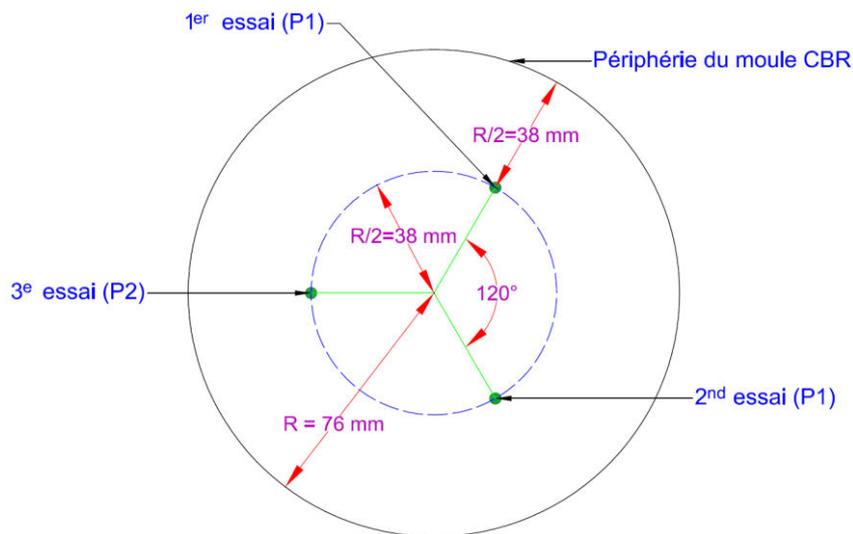


Figure III.8. Positionnement des points dans le moule CBR.

Avec ce placement, les essais sont effectués à 38 mm du bord du moule et la distance entre les points d'essais est de 66 mm. Les dimensions du moule ont été choisies suffisamment grandes afin d'éviter les effets de bord, et le diamètre des aiguilles a été choisi suffisamment important pour mesurer la force et assez petit pour garder un rapport $d_{aiguille}/d_{moule}$ petit.

Des effets de bord peuvent se manifester lorsque les dimensions du moule sont petites et le diamètre de l'aiguille est relativement important. Schnaid & Houlsby (1991) ont étudié l'influence du diamètre du pieu sur la résistance en pointe. Ils ont utilisé trois pieux de diamètre différent (les rapports du diamètre de la chambre d'étalonnage au diamètre de la sonde sont 22, 27 et 38) dans un massif de sable de 1 m de diamètre et 1,5 m de hauteur en trois états de densité (lâche, moyen et dense). Pour un matériau à l'état dense, les résultats montrent une augmentation très importante de la résistance en pointe avec l'augmentation du rapport diamètre de la chambre / diamètre de la sonde. En revanche, pour un état lâche, l'influence n'est pas très significative. Pour vérifier l'effet de bord sur le frottement latéral, il faut comparer les frottements mobilisés pour deux rapports de diamètres du moule différents, mais un même diamètre de la sonde. Dans la littérature, peu d'études ont étudié cet effet, en général le diamètre des chambres d'étalonnage est fixe et le diamètre de la sonde change. Al-Douri (1992) (cité par Tali (2011)) a effectué des essais en chambre d'étalonnage avec un modèle de pieu de 25 mm de diamètre mis en place par fonçage dans deux massifs de diamètres 300 et 590 mm, ce qui correspond à un rapport de 12 et 24 respectivement. Il a également montré que pour les faibles densités, l'effet de bord est négligeable et pour les densités plus élevées, une légère différence entre les deux modèles peut être observée (inférieure à 20 %).

Dans notre étude, le rapport de la distance entre les essais au diamètre de l'aiguille est de 6,3, inférieur aux études de Schnaid & Houlsby (1991), Salgado et al. (1998) et Al-Douri (1992). Des effets de bord pourraient se produire en particulier pour la mesure de la résistance en pointe sur les éprouvettes à forte densité. Le faible rapport de distance entre les essais et le diamètre de l'aiguille de 6,3 ne garantit pas des mesures sans l'influence de l'effet de bord. Comme dans nos essais, le but est d'évaluer l'influence de la température, nous allons estimer cet effet sur trois points influencés de manière identique par l'effet de bord puisque les trois essais de pénétrations sont effectués à la même distance du bord. Deux essais successifs sont systématiquement réalisés avec l'aiguille P1, la répétabilité des résultats est ainsi démontrée (Figure III.9).

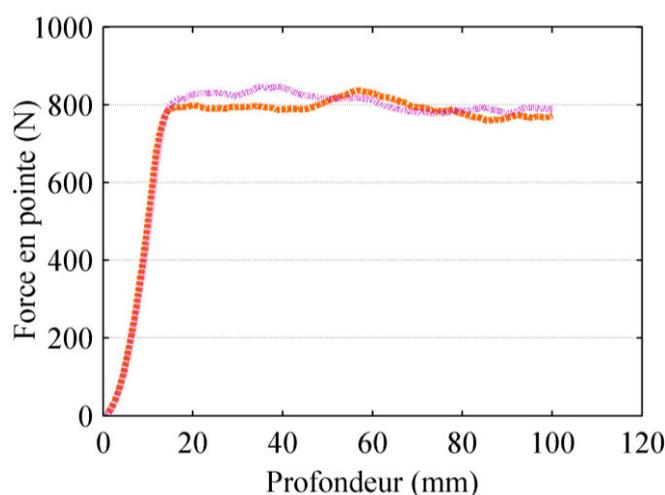


Figure III.9. Force en pointe mesurée au cours de l'enfoncement de P1 dans une éprouvette de matériau illitique (épreuve S3).

III.1.5. Vitesse de pénétration des aiguilles

La résistance en pointe et le frottement latéral dépendent de la vitesse d'enfoncement et du type de matériau (Jezequel 1969). Il est alors nécessaire de fixer une vitesse de pénétration constante qui sera identique pour tous les essais réalisés sur un même matériau. Cette vitesse doit être suffisamment rapide pour que le temps nécessaire à l'essai n'induisse pas de changement de température significatif pour l'étude.

Une première approche porte sur les vitesses normalisées. La vitesse de poinçonnement permettant de définir l'indice portant immédiat est de 1,27 mm/min (NF P94-078 : AFNOR, 1997b), soit environ 80 minutes pour parcourir les 100 mm d'éprouvette, distance choisie pour nos essais. A cette vitesse, il serait difficile d'assurer le maintien de la température sans système thermocontrôlé. La vitesse de l'essai au pénétromètre statique est de 20 mm/s (NF 94-113 : AFNOR,

1996) soit 5 secondes pour parcourir 100 mm. Cette vitesse est inadaptée à un essai à l'échelle du laboratoire car elle serait trop rapide.

Une seconde approche a porté sur des études comparables à celles que nous souhaitons mener. Raboudi (1986) réalise une étude comparative d'enfoncement et d'arrachement d'aiguilles assimilées à des micropieux. La vitesse standard de son projet est définie suite à une étude paramétrique sur 6 vitesses d'enfoncement réparties dans une gamme de 0,076 mm/min et 7,6 mm/min et il en déduit que la résistance mesurée à l'interface argile/micropieu diminue avec la diminution de la vitesse de déplacement. Il explique qu'avec la diminution de la vitesse de cisaillement, l'eau a plus de temps de migrer vers l'interface argile/micropieu et la présence de l'eau diminue la résistance mesurée.

Pour déterminer une vitesse convenable et s'assurer de sa faisabilité et de son impact sur les résultats, 2 essais ont été effectués avec l'aiguille P1 dans un moule avec 2 vitesses différentes : 0,5 mm/s et 1,5 mm/s. La Figure III.10 présente la force appliquée lors de l'enfoncement pour les différentes vitesses.

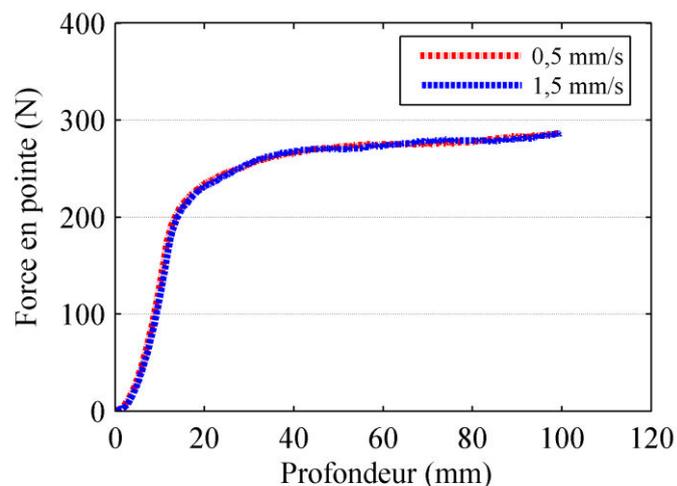


Figure III.10. Force d'enfoncement avec P1 en fonction de la profondeur à différentes vitesses de pénétration dans une éprouvette de mélange sable-kaolinite.

Les résultats présentent bien une évolution de type pénétration au cône et la variation de la vitesse dans la gamme étudiée et pour ce matériau n'a pas d'effet manifeste sur la force.

Suite à cette étude et afin de se prémunir d'éventuels problèmes de modification de la température au cours des essais à faibles vitesses, la rapidité d'enfoncement et d'arrachement de 0,5 mm/s est choisie et sera utilisée pour tous les essais.

III.1.6. Typologie des courbes mini-pénétrométriques

Pour les 2 aiguilles, l'évolution de la force totale en fonction de la profondeur, autrement dit la typologie des résultats, est présentée dans la Figure III.11. Dans la première partie de la courbe (AB), la pointe de l'aiguille pénètre dans le sol. Comme les angles et les diamètres des pointes coniques sont identiques pour les deux aiguilles, cette partie de la courbe est similaire lors des essais P1 et P2. La partie BC est spécifique à P1, comme le diamètre de la tige de P1 est plus petit que celui de la pointe, le frottement n'intervient pas à partir du point B et la force atteint une valeur constante Q_c sur BC pour un sol homogène. La résistance en pointe (q_c) a été calculée selon l'équation (III.4).

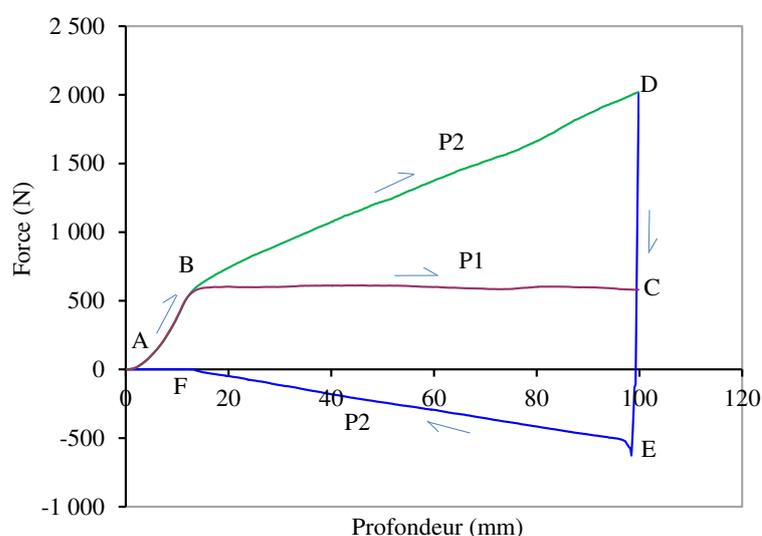


Figure III.11. Typologie des résultats obtenus avec P1 (ABC) et P2 (ABD) et des essais d'arrachement réalisés avec P2 (DEFA).

$$q_c = \frac{Q_c}{\pi R_p^2} \quad (\text{III.4})$$

avec :

- Q_c : la force en pointe ;
- R_p : le rayon maximum de la pointe (6mm).

La partie BD est spécifique à P2, la force mesurée est la force totale (Q_t), elle est composée de la force en pointe (Q_c) et de la force de frottement latéral (Q_s). Q_t augmente à mesure que l'aiguille pénètre dans le sol à cause des frottements sur le corps de l'aiguille. Pour obtenir le frottement latéral à la pénétration (f_s), la différence entre les forces obtenues avec P1 et P2 est divisée par la surface latérale de l'aiguille (Équation (III.5)).

$$f_s = \frac{Q_t - Q_c}{2\pi R_p (L - L_p)} \quad (\text{III.5})$$

avec :

- f_s : le frottement latéral à la pénétration (kPa) ;
- Q_c : la force en pointe mesurée par P1 (kN) ;
- Q_t : la force totale mesurée par P2 (kN) ;
- R_p : le rayon maximum de la pointe (m) ;
- L : l'enfoncement de l'aiguille (m) ;
- L_p : la hauteur de la pointe de l'aiguille (m).

Avec P2, suite à l'essai de pénétration lorsque l'aiguille atteint 100 mm de pénétration, l'essai d'arrachement est réalisé. La première partie de la courbe (DE) correspond à une phase de forte traction nécessaire pour initier l'arrachement. La partie EF correspond à la phase d'arrachement pendant laquelle la traction compense le frottement latéral à l'interface sol-aiguille (Q_s^*). Enfin, la partie FA correspond à la phase de la sortie de la pointe du sol où il n'y a plus de traction. Cet essai permet d'analyser la force du frottement latéral à l'arrachement. Le frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) est le quotient de Q_s^* par la surface latérale de l'aiguille en contact avec le sol (Équation (III.6)).

$$f_s^* = \frac{Q_s^*}{2\pi R_p (L - L_p)} \quad (\text{III.6})$$

avec :

- f_s^* : le frottement latéral à l'arrachement (kPa) ;
- Q_s^* : la force de frottement à l'arrachement mesurée par P2 (kN) ;
- R_p : le rayon maximum de la pointe (m) ;
- L : l'enfoncement de l'aiguille (m) ;
- L_p : la hauteur de la pointe de l'aiguille (m).

III.2. Résultats des essais mini-pénétrométriques

L'influence couplée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et l'influence de la température sur les résultats des essais ont été étudiés.

Trois essais différents ont été réalisés dans chaque moule : la pénétration de P1, la pénétration de P2 et l'arrachement de P2. Ainsi, la résistance en pointe (q_c), le frottement latéral à la pénétration (f_s) et le frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) ont été évalués. L'ensemble des résultats obtenus est présenté dans le Tableau III.5 et le Tableau III.6 (cf. 0III.2.2). Pour améliorer la lisibilité des figures, nous avons choisi d'expliquer le protocole d'exploitation des résultats en présentant de manière détaillée les éprouvettes nommées S2 et S7 à S12 dans le Tableau III.6. Pour ces

éprouvettes, les variations de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction de l'enfoncement seront discutées en détail. Pour les autres éprouvettes, le même cheminement est suivi mais nous ne présenterons que les résultats obtenus en termes de résistances en pointe moyenne et de frottements latéraux moyens.

Les résistances en pointe puis les frottements latéraux obtenus, d'abord à 20 °C puis à différentes températures sont discutés pour chaque matériau dans les différentes sections de cette partie.

III.2.1. Influence couplée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à 20 °C

Dans cette partie, les effets de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur les forces mesurées et calculées à 20 °C sont étudiés. Tout d'abord, les résultats de la résistance en pointe sont présentés, puis les résultats du frottement latéral à la pénétration et à l'arrachement sont discutés.

III.2.1.1. Résistance en pointe

La Figure III.12 présente les forces de pénétration en pointe de P1 mesurées à différents teneurs en eau et différentes densités des éprouvettes illitiques (Tableau III.6). Les essais S9 et S12 sont menés sur des éprouvettes de même masse volumique sèche (1,38 Mg/m³). La diminution de Q_c d'environ 190 N (320 N pour S9 et 130 N pour S12) est due aux modifications structurales du fait de l'augmentation de la teneur en eau de compactage ($w = 29,8\%$ pour S9 et $w = 32,7\%$ pour S12). Les parties BC des courbes telles que définies précédemment, sont constantes ce qui indique que les éprouvettes préparées sont homogènes. La force mesurée (Q_c) augmente avec la diminution de la teneur en eau.

La résistance en pointe (q_c) a ensuite été calculée en utilisant l'équation (III.4) (Figure III.13).

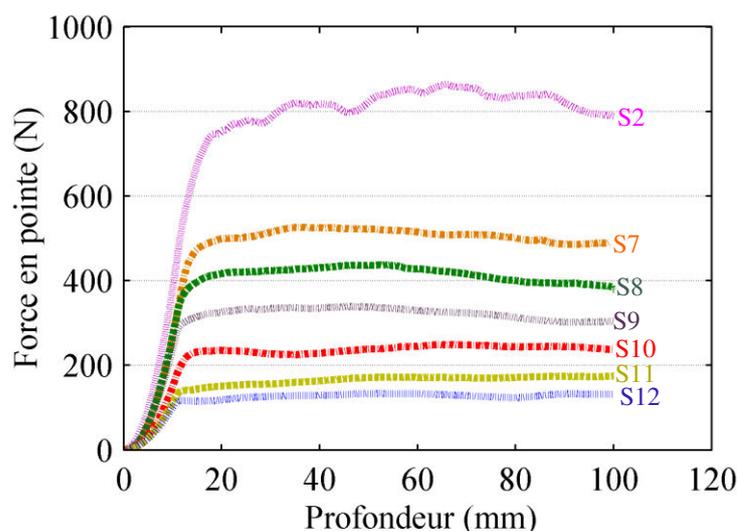


Figure III.12. Force de pénétration de P1 (Q_c) pour les éprouvettes de matériau illitique.

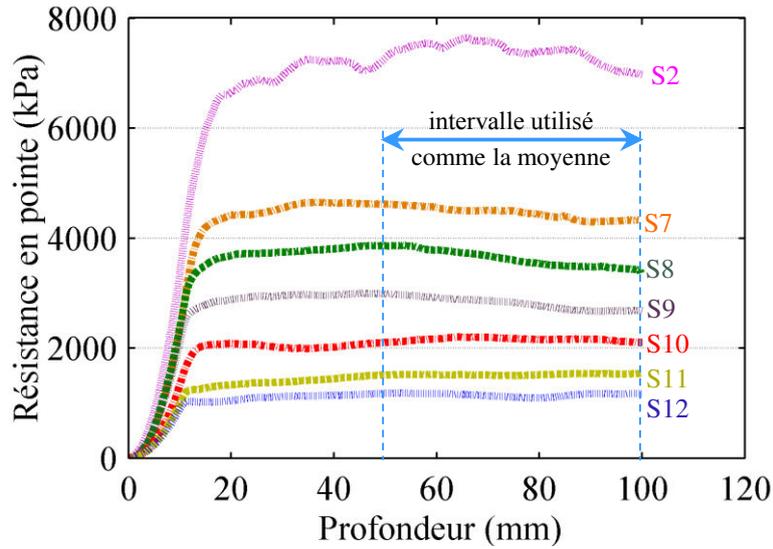


Figure III.13. Évolution de la résistance en pointe (q_c) pour les éprouvettes de matériau illitique.

Ensuite, la moyenne de la résistance en pointe obtenue dans la partie linéaire (BC) pour les pénétrations entre 50 mm et 100 mm de l'essai avec P1 a été utilisée comme la moyenne de la résistance en pointe pour l'essai. Ces limites ont été choisies parce que les valeurs de résistance en pointe sont homogènes et stables pour tous les essais sur cet intervalle. La Figure III.14 et la Figure III.15 superposent la résistance moyenne en pointe (q_c) sur la courbe de compactage pour l'ensemble des éprouvettes testées.

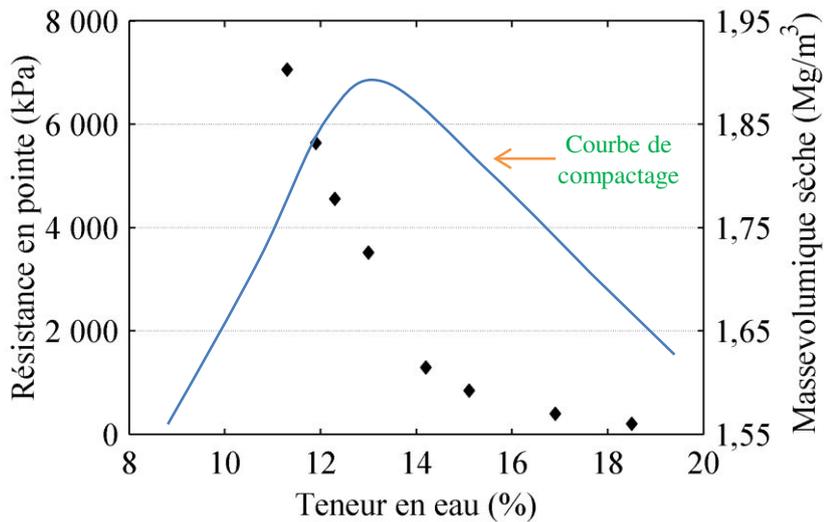


Figure III.14. Résistances en pointe moyenne (q_c) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les essais de P1 réalisés sur les éprouvettes de mélange sable-kaolinite.

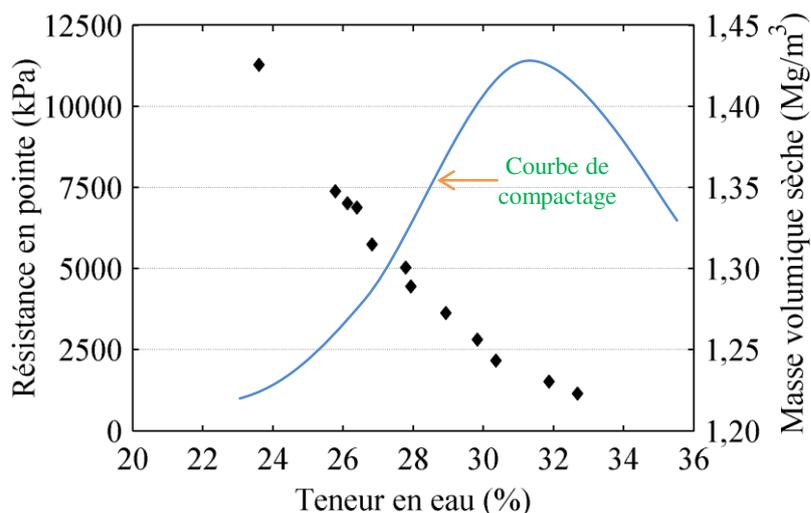


Figure III.15. Résistances en pointe moyenne (q_c) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les essais de P1 réalisés sur les éprouvettes de matériau illitique.

Pour les éprouvettes du mélange sable-kaolinite, une diminution rapide de la résistance en pointe du côté sec de l'optimum et puis une diminution lente du côté humide de l'optimum sont observées. La valeur maximale est également située du côté sec de l'optimum ($q_c = 7055$ kPa) (Figure III.14). Cette tendance suit l'allure d'une courbe de l'indice CBR. Il se pourrait qu'avec une diminution de $w_{initiale}$ à une $w < 10\%$, un pic apparait.

Pour les éprouvettes du matériau illitique, la résistance en pointe évolue fortement en fonction de l'augmentation de la teneur en eau. Les valeurs maximales sont obtenues pour les matériaux les plus secs ($q_c = 11270$ kPa) et q_c diminue à l'approche de l'optimum (1800 kPa) (Figure III.15).

Le comportement des deux matériaux étudiés est globalement similaire : les valeurs maximales de q_c sont toujours atteintes du côté sec de l'optimum et une diminution marquée dans les paramètres mesurés est obtenue du côté sec de l'optimum tandis que la diminution est plus lente du côté humide de l'optimum. Cependant, les valeurs obtenues sont fortement dépendantes de la nature des matériaux étudiés. Pour le mélange de sable-kaolinite, la résistance en pointe à l'optimum (3800 kPa) est plus élevée que celle du matériau illitique (1800 kPa). Cela pourrait être dû à la densité élevée du mélange (1,90 Mg/m³ pour le mélange de sable -kaolinite et 1,43 Mg/m³ pour le matériau illitique). En revanche, le matériau illitique montre une résistance en pointe maximale plus élevée que le mélange.

III.2.1.2. Frottement latéral à la pénétration

La Figure III.16 présente les forces de pénétration totale de l'aiguille P2 mesurées à différentes teneurs en eau et différentes masses volumiques sèches. Comme pour les résistances en pointe, les

forces de pénétration totales diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau et ce malgré une évolution de la masse volumique sèche. La différence entre les deux courbes obtenues avec P1 (Figure III.12) et P2 (Figure III.16) fournit la force du frottement latéral (Figure III.17), qui augmente avec la profondeur de la pénétration due à une augmentation de la surface de contact sol-aiguille.

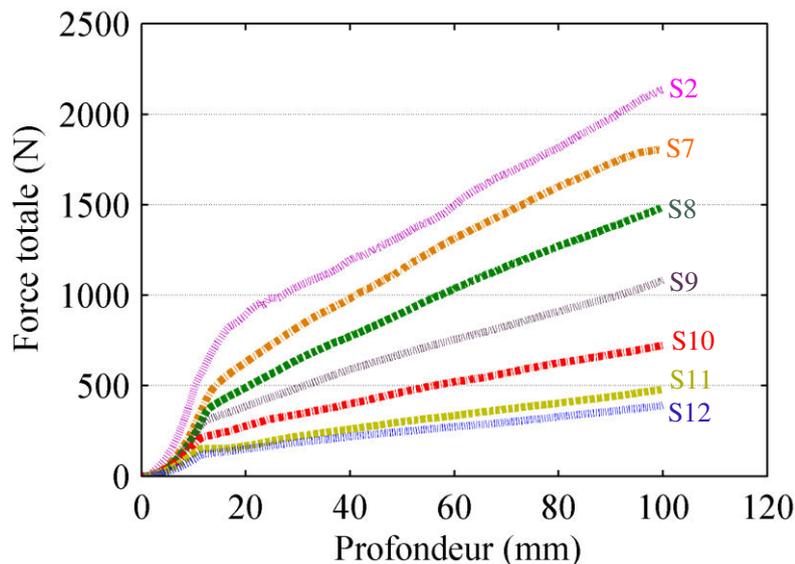


Figure III.16. Force de la pénétration de P2 (Q_t) pour les éprouvettes de matériau illitique.

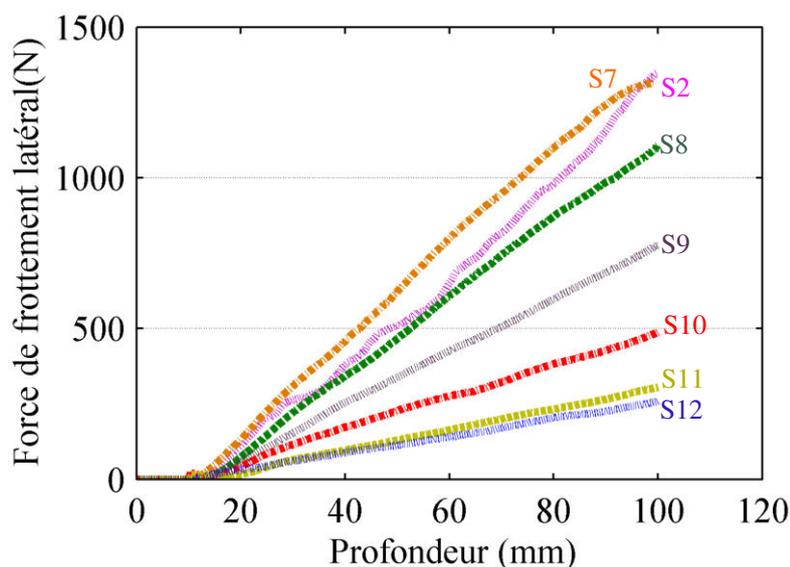


Figure III.17. Force du frottement latéral (Q_s) pour les éprouvettes de matériau illitique.

Pour chaque essai et chaque profondeur de pénétration, les frottements latéraux (f_s) ont été calculés (Équation (III.5)) et leurs évolutions en fonction de la profondeur sont présentées en Figure III.18. Pour la plupart des essais, le frottement latéral atteint une valeur stable au cours de

la pénétration de l'aiguille. Les valeurs obtenues pour l'éprouvette S2 compactée du côté sec de l'optimum Proctor sont bruitées probablement du fait de son hétérogénéité. Le frottement latéral obtenu pour chaque éprouvette est tracé en fonction de w et ρ_d des éprouvettes en Figure III.19 pour le mélange sable-kaolinite et en Figure III.20 pour le matériau illitique.

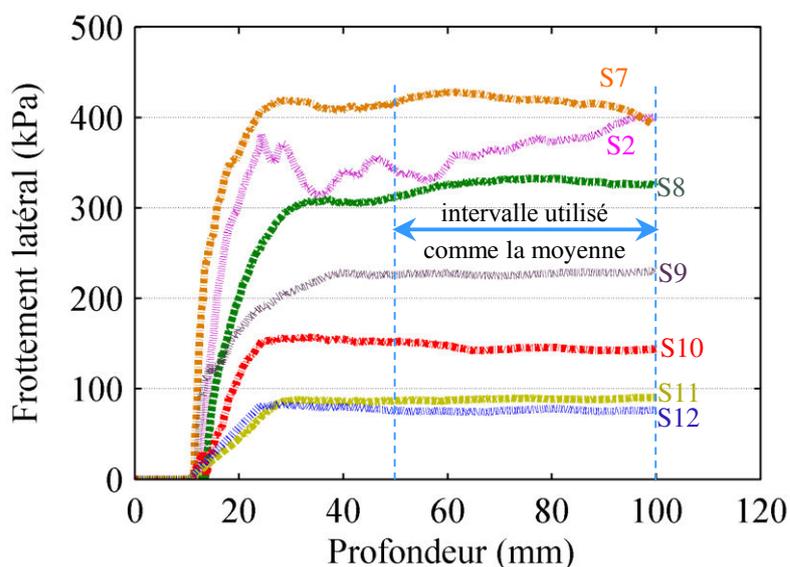


Figure III.18. Évolution du frottement latéral (f_s) pour les éprouvettes de matériau illitique.

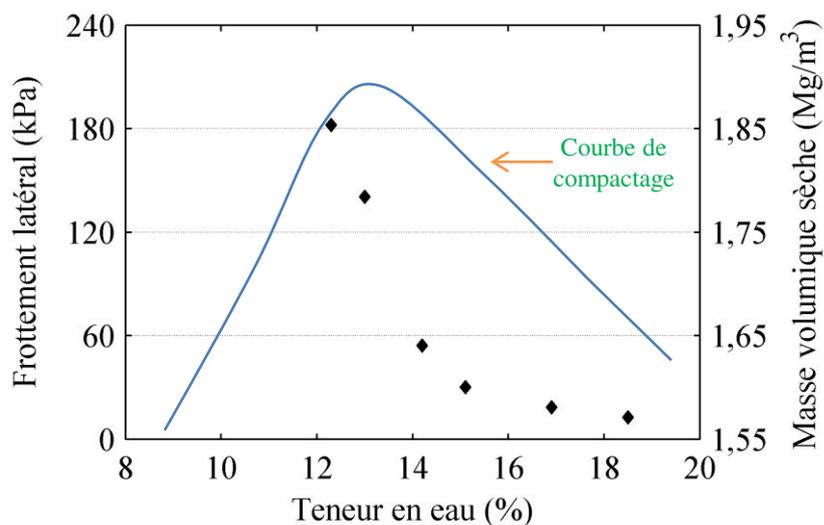


Figure III.19. Frottement latéral moyen (f_s) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les mélanges sable-kaolinite.

Pour les éprouvettes du mélange sable-kaolinite, la plus forte valeur de frottement latéral mesurée est de 180 kPa. f_s diminue rapidement du côté sec, et plus lentement du côté humide, jusqu'à atteindre une valeur palier de 13 kPa (Figure III.19).

La valeur maximale de f_s du côté sec de l'optimum des éprouvettes illitiques (Figure III.20) peut s'expliquer par la microstructure de sol compacté, elle fera l'objet d'une discussion en partie III.2.1.4. Du côté humide de l'optimum, les contraintes diminuent de façon monotone à mesure que l'on s'éloigne de l'optimum.

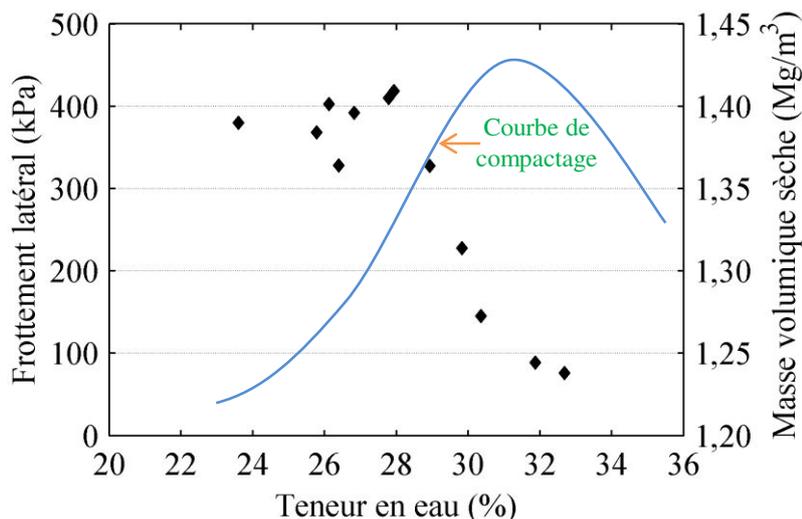


Figure III.20. Frottement latéral moyen (f_s) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les éprouvettes illitiques.

III.2.1.3. Frottement latéral à l'arrachement

La Figure III.21 montre l'évolution de la force de frottement latéral au cours des essais d'arrachement pour les éprouvettes du matériau illitique. Pour chaque essai et chaque profondeur de la pénétration, le frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) est calculée en utilisant l'équation (III.6) (Figure III.22).

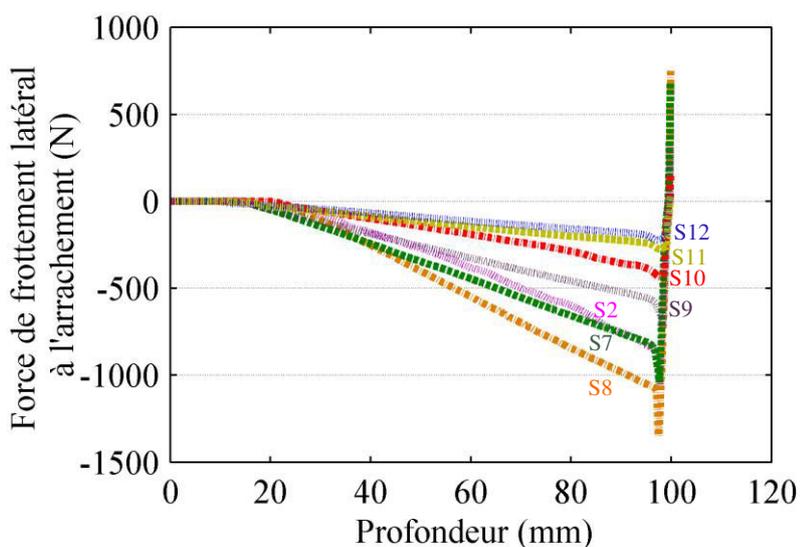


Figure III.21. Force du frottement latéral à l'arrachement (Q_s^*) pour les éprouvettes de matériau illitique.

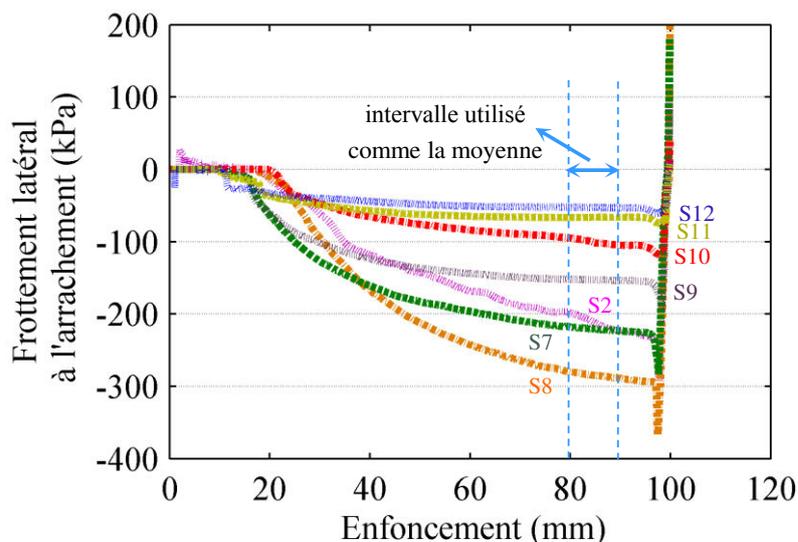


Figure III.22. Évolution du frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) pour les éprouvettes de matériau illitique.

La valeur moyenne du frottement latéral à l'arrachement (f_s^*) aux profondeurs de la pénétration de 80 mm à 90 mm est retenue comme le frottement latéral à l'arrachement et tracée en fonction de w et ρ_d en Figure III.23 pour le mélange sable-kaolinite et en Figure III.24 pour le matériau illitique. Ces limites ont été choisies parce que les valeurs de frottement latéral sont constantes et stables pour tous les essais sur cet intervalle.

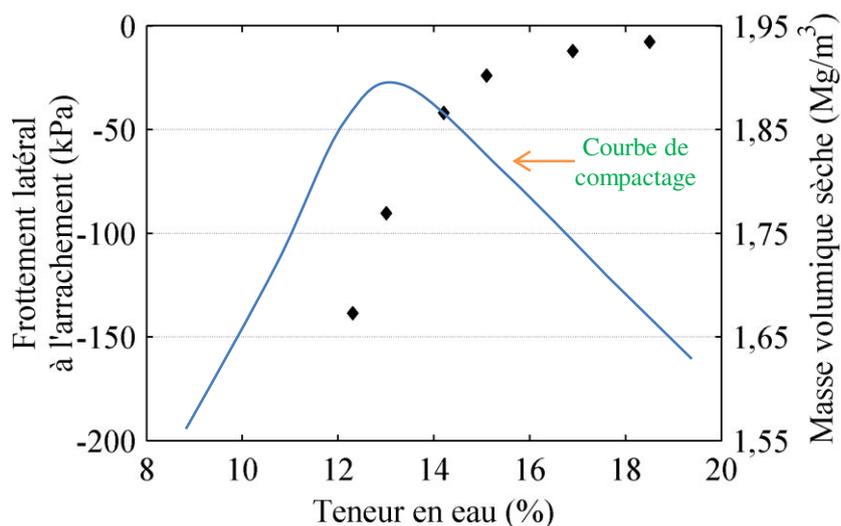


Figure III.23. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les mélanges sable-kaolinite.

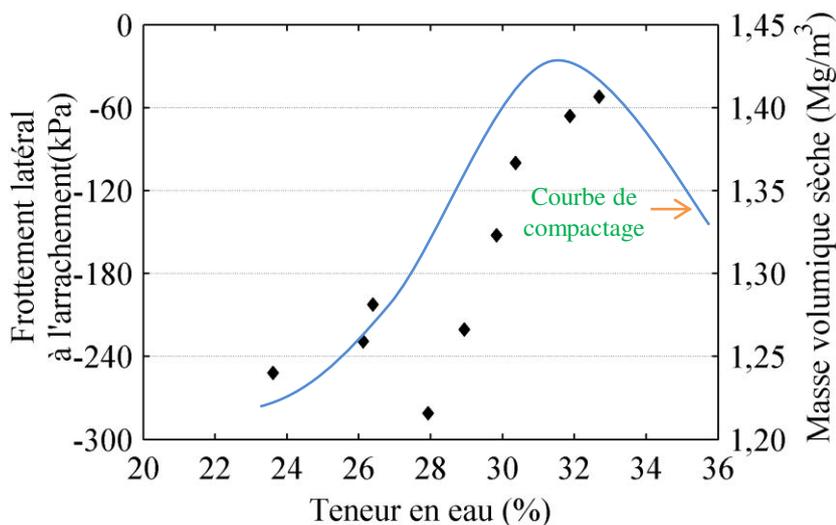


Figure III.24. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour les éprouvettes illitiques.

Les résultats sont similaires à ceux obtenus pour les essais à la pénétration. Pour les éprouvettes du mélange sable-kaolinite, les valeurs absolues du frottement à l'arrachement sont les mêmes que dans l'essai à la pénétration, commençant par une valeur absolue maximale du frottement latéral (140 kPa) et atteignant les petites valeurs du côté humide de l'optimum (Figure III.23).

Pour les éprouvettes illitiques, une valeur absolue maximale du frottement latéral à l'arrachement de 280 kPa est obtenue du côté sec de l'optimum. Les valeurs absolues de f_s^* diminuent ensuite pour atteindre 52 kPa pour les éprouvettes préparées du côté humide de l'optimum (Figure III.24). Comme les essais à la pénétration, les forces d'arrachement mesurées pour le mélange sable-kaolinite sont inférieures à celles du matériau illitique.

III.2.1.4. Discussion des résultats

Compte tenu de la corrélation entre la résistance au cisaillement et les paramètres de l'essai à la pénétration, les résultats peuvent être comparés avec ceux de la littérature existants sur le cisaillement. Les tendances observées pour les paramètres étudiés dans cette étude sont en accord avec les modules de cisaillement à petites déformations obtenus sur différents sols par Sawangsuriya et al. (2008). Les 3 sols testés : une argile peu plastique (CL), un limon (ML) et un sable argileux (SC) ; ont été compactés à des teneurs en eau variant de 4 points autour de la teneur en eau optimale Proctor normal avec 3 énergies de compactage différentes : l'énergie Proctor réduite (Red Proc), l'énergie Proctor standard (Std Proc) et l'énergie Proctor augmentée (Enh Proc). Les résultats, obtenus à l'aide d'une méthode basée sur la propagation des ondes de

cisaillement à travers une éprouvette par des éléments piézocéramiques, ont montré que le module de cisaillement augmentait du côté sec de l'optimum avec l'augmentation de la succion et la diminution de la teneur en eau de compactage (Figure III.25). Les résultats montrent également, pour certains matériaux, l'apparition d'un maximum des modules de cisaillement du côté sec de l'optimum.

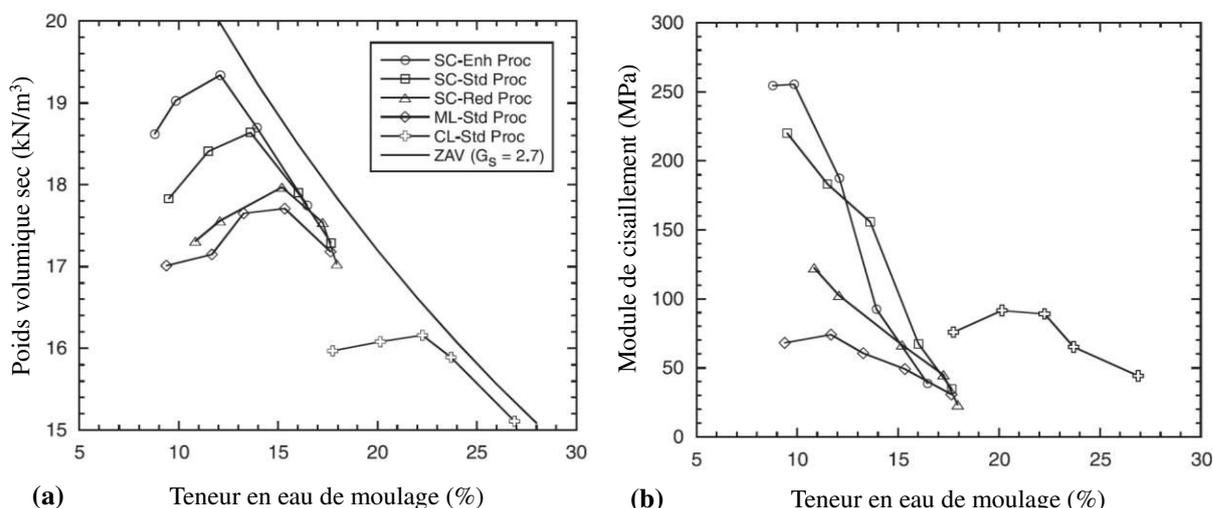


Figure III.25. (a) Courbes de compactage des sols testés par différents procédures ; (b) Module de cisaillement en fonction de la teneur en eau, ZAV : zero air voids (courbe $S_r=100\%$) (Sawangsurinya et al., 2008).

De même, Wiebe et al. (1998), ont étudié la résistance au cisaillement en fonction de la température pour un mélange sable-bentonite préparé à différents degrés de saturation (S_r). Les essais effectués à la même température ont montré que lorsque le degré de saturation (S_r) diminuait de 98% à 50%, la résistance au cisaillement augmentait (Figure III.26). Cependant, pour une diminution de S_r de 50% à 35%, les auteurs annoncent que la résistance au cisaillement diminue, mais ces résultats ne sont pas présentés dans leur article.

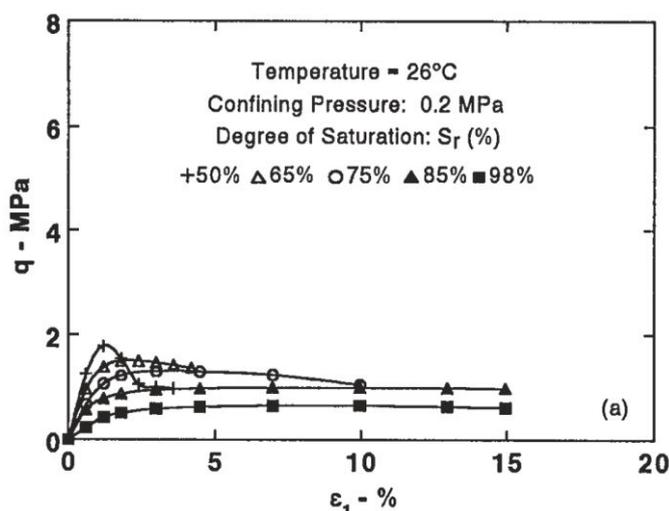


Figure III.26. Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation axiale (Wiebe et al., 1998).

Wiebe et al. (1998) attribuent ce comportement à la variation de la succion et de la déformabilité. En fait, à des teneurs en eau élevées ($S_r = 98\%$), les succions sont faibles et les agrégats sont déformables, ce qui conduit à des résistances au cisaillement faibles. Aux teneurs en eau intermédiaires ($S_r = 50\%$), la succion est élevée, et par conséquent, l'augmentation de la rigidité interne conduit à une résistance au cisaillement élevée. Pour les plus faibles teneurs en eau ($S_r = 35\%$), la diminution de la résistance au cisaillement est due à la diminution de la raideur des agrégats, qui deviennent plus fragiles.

Uchaipichat & Khalili (2009) ont également étudié la résistance au cisaillement d'un limon sous différentes succions (0, 100 et 300 kPa). Selon les résultats de leurs essais triaxiaux, la contrainte déviatorique augmente avec la succion et une contrainte déviatorique maximale est obtenue pour l'essai de cisaillement avec une succion matricielle initiale de 300 kPa. Les auteurs concluent que l'expansion du domaine élastique avec l'augmentation de la succion pourrait être due au phénomène de « suction-hardening » dans les sols non saturés.

Les études présentées ci-dessus montrent l'effet de la succion (le degré de saturation) sur la résistance au cisaillement des sols : plus la succion augmente (le degré de saturation diminue) ; plus la résistance au cisaillement augmente, sauf pour les degrés de saturation très faibles. Les résultats obtenus avec les essais mini-pénétrométriques montrent une diminution des paramètres étudiés (q_c , f_s et f_s^*) avec la teneur en eau. La diminution de la teneur en eau du côté sec de l'optimum se traduit par une diminution du degré de saturation, donc l'augmentation de la succion. La variation des paramètres mini-pénétrométriques du sol pourrait être donc reliée à la variation de la succion.

Pour les essais mini-pénétrométriques effectués dans le cadre de ce travail, une valeur pic apparaît pour le frottement latéral à la pénétration et à l'arrachement du côté sec de l'optimum (Figure III.20 et Figure III.24). L'apparition du pic peut s'expliquer par la structure initiale du matériau. Du côté sec, les agrégats sont irrégulièrement organisés (Lambe, 1958), ainsi, la surface effective de contact entre l'aiguille et le sol est petite et irrégulière (Figure III.27a). L'augmentation de la teneur en eau initiale a donc deux effets :

- effet A : à cause de la lubrification entre les particules, le matériau compacté est plus régulièrement mise en place et donc la surface effective de contact entre l'aiguille et le sol augmente et en conséquence, le frottement latéral augmente ;
- effet B : la lubrification entre les particules du sol et l'aiguille à l'interface facilite l'enfoncement ou l'arrachement de l'aiguille et ainsi, le frottement latéral diminue.

De la dominance de l'un de ces deux effets résulte en une augmentation ou une diminution du frottement latéral. Dans la Figure III.20 et la Figure III.24, le frottement latéral augmente car l'effet A est dominant jusqu'à atteindre un maximum ($f_s = 420$ kPa et $f_s^* = 280$ kPa) pour l'éprouvette préparée avec une teneur en eau de 27,9% (3,4 points de moins que la teneur en eau optimale). Après ce maximum, f_s et f_s^* diminuent parce que l'effet B domine l'effet A.

La diminution de f_s et f_s^* avec l'augmentation de la teneur en eau continue du côté humide jusqu'à atteindre $f_s = 76$ kPa et $f_s^* = 52$ kPa pour les éprouvettes préparées avec une teneur en eau de 32,7% (teneur en eau optimum + 1,4%). Du côté humide de l'optimum, les agrégats sont régulièrement organisés et la surface effective de contact entre l'aiguille et le sol est régulière (Figure III.27b) et la diminution du frottement latéral est moins rapide et semble tendre vers une valeur palier.

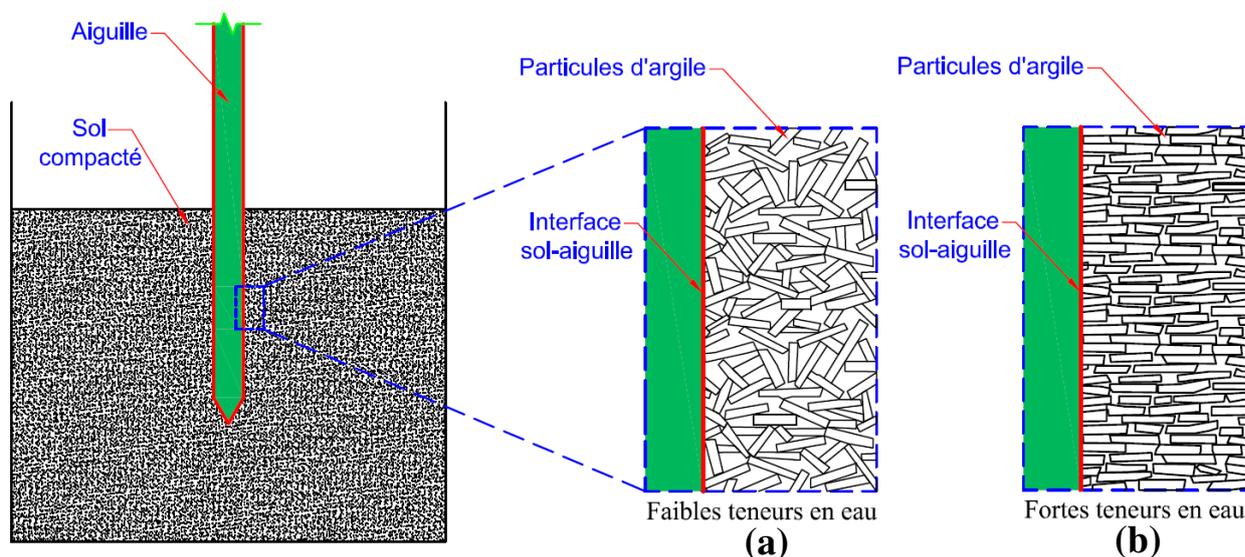


Figure III.27. Surface de contact entre l'aiguille et le sol : (a) des faibles teneurs en eau ;(b) des fortes teneurs en eau.

L'augmentation des paramètres étudiés (la résistance en pointe et le frottement latéral) avec la diminution de la teneur en eau du côté sec de l'optimum pourrait être également liée à l'augmentation de la succion comme par exemple expliqué ci-dessus pour les essais de Wiebe et al. (1998) et Uchaipichat & Khalili (2009).

III.2.2. Influence de la température sur les paramètres pénétrométriques

Les essais à la pénétration et à l'arrachement ont été effectués sur les deux matériaux. Pour étudier l'impact de la température sur les paramètres pénétrométriques des matériaux, les éprouvettes ont été refroidies à 1 °C ou chauffées à 30, 40, 50 ou 70 °C dans l'enceinte climatique, après emballage dans des sacs hermétiques de telle sorte que leurs teneurs en eau soient maintenues constantes. L'ensemble des résultats obtenus est présenté dans le Tableau III.5 et le Tableau III.6. Dans cette partie, tout d'abord les résultats obtenus sur le mélange sable-kaolinite sont présentés puis les résultats obtenus sur le matériau illitique sont discutés.

Tableau III.5. Teneurs en eau (w) et masses volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes de mélange sable-kaolinite.

Éprouvette	Température (°C)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	f_s^* (kPa)
E1		11,3	1,74	7055	-	-
E2		11,9	1,82	5637	-	-
E3		12,3	1,87	4556	180	-140
E4	20	13,0	1,88	3514	141	-90
E5		14,2	1,85	1287	54	-42
E6		15,1	1,82	845	30	-24
E7		16,9	1,73	393	18	-12
E8		18,5	1,66	198	13	-8
E9		12,0	1,82	5863	191	-182
E10	1	13,4	1,90	2320	100	-70
E11		15,3	1,79	802	31	-26
E12		11,7	1,81	5564	207	-177
E13	30	13,2	1,90	2300	93	-66
E14		15,0	1,79	794	36	-26
E15	50	12,2	1,85	3467	160	-105
E16		12,5	1,87	4231	155	-100

Tableau III.6. Teneurs en eau (w) et masses volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes illitiques.

Éprouvette	Température (°C)	w_f (%)	ρ_d (Mg/m ³)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	f_s^* (kPa)
S1	20	23,6	1,28	11270	380	-252
S2		25,8	1,25	7384	368	-
S3		26,1	1,29	7003	403	-229
S4		26,4	1,27	6871	328	-202
S5		26,8	1,30	5747	392	-
S6		27,8	1,33	5029	410	-
S7		27,9	1,34	4446	420	-280
S8		28,9	1,36	3621	328	-220
S9		29,8	1,38	2808	227	-152
S10		30,4	1,43	2158	145	-100
S11		31,9	1,43	1519	89	-66
S12		32,7	1,38	1147	76	-52
S13	1	24,1	1,24	8158	353	-205
S14		26,9	1,29	6117	391	-212
S15		28,1	1,33	4035	366	-247
S16		28,9	1,37	3015	296	-201
S17		29,1	1,36	3498	294	-206
S18		30,2	1,39	1850	150	-99
S19		30,5	1,39	1970	138	-96
S20		31,6	1,42	1041	89	-58
S21		32,3	1,41	1331	86	-60
S22		32,3	1,42	1346	77	-56
S23		32,3	1,39	1158	66	-47
S24		34,2	1,39	661	37	-29
S25	40	25,0	1,26	7377	326	-185
S26		26,2	1,31	5595	293	-193
S27		28,1	1,31	3644	313	-196
S28		28,2	1,33	3710	283	-197
S29		29,5	1,40	2559	223	-139
S30		29,6	1,39	2480	192	-134
S31		29,6	1,37	2424	189	-122
S32		30,6	1,42	2094	134	-93
S33		31,0	1,43	1935	121	-83
S34		31,7	1,40	1530	91	-63
S35		33,0	1,38	1064	64	-44
S36		70	21,4	1,22	8250	289
S37	24,5		1,29	7524	284	-150
S38	26,0		1,31	5300	296	-167
S39	28,0		1,36	3938	319	-215

III.2.2.1. Effet des variations de température sur les paramètres pénétrométriques du mélange sable-kaolinite

Pour les éprouvettes du mélange de sable-kaolinite, les résultats de 64 essais effectués après la sollicitation thermique à 1, 20, 30 et 50 °C sont présentés dans la Figure III.28, la Figure III.29 et la Figure III.30 détaillés dans le Tableau III.5. Douze essais à 1 °C, 32 essais à 20 °C, 12 essais à 30 °C et 8 essais à 50 °C ont été effectués. La résistance en pointe n'est pas significativement affectée par les variations de température entre 1 et 50 °C (Figure III.28). Pour le frottement latéral à la pénétration (f_s) et à l'arrachement (f_s^*), l'évolution de la température n'a pas d'effet significative sur les paramètres étudiés, comme le montrent la Figure III.29 et la Figure III.30.

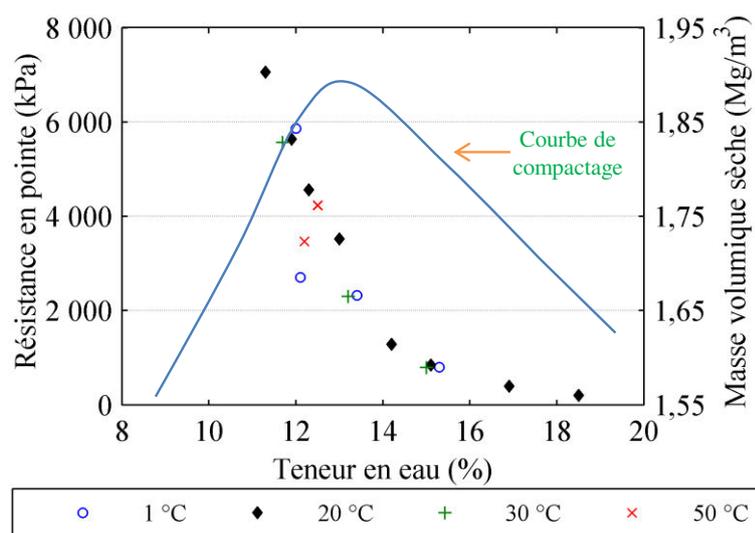


Figure III.28. Résistance en pointe moyenne (q_c) à 1, 20, 30 et 50 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.

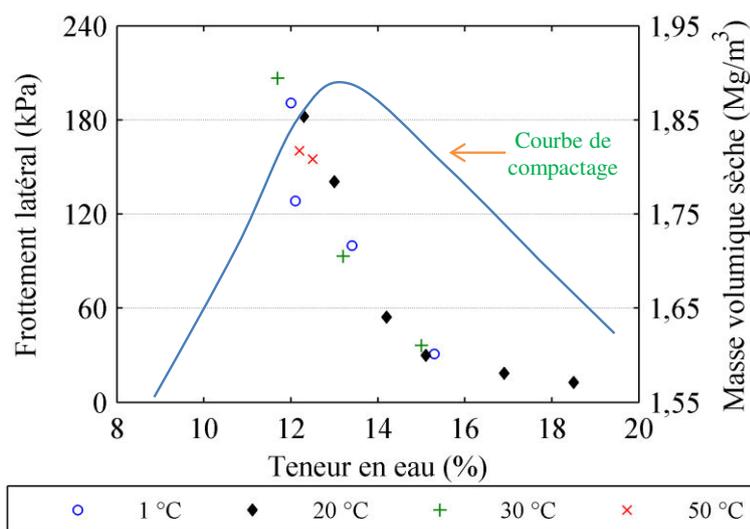


Figure III.29. Frottement latéral moyen à la pénétration (f_s) à 1, 20, 30 et 50 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.

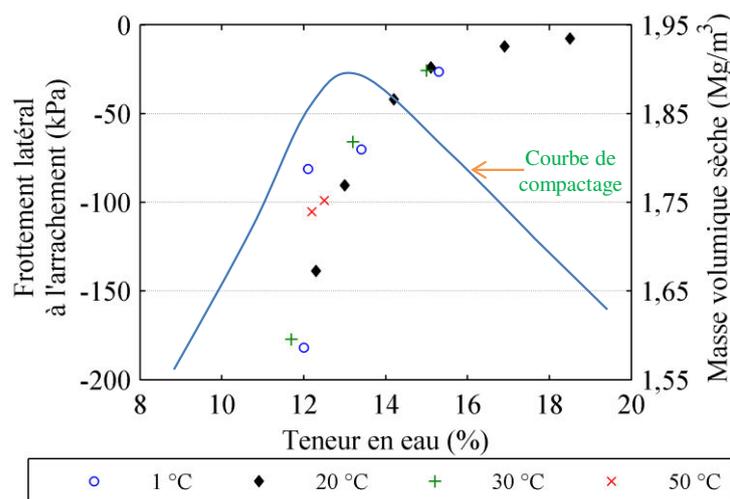


Figure III.30. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à 1, 20, 30 et 50 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le mélange sable-kaolinite.

En résumé, les paramètres pénétrométriques du mélange 50% de sable et 50% de kaolinite à des états initiaux étudiés et à l'échelle de l'éprouvette et l'aiguille choisies dans cette étude, ne sont pas sensibles à la variation de la température.

III.2.2.2. Effet des variations de température sur les paramètres pénétrométriques du matériau illitique

Les résultats de 108 essais effectués après l'application d'une sollicitation thermique à 1, 40 et 70 °C ont été comparés aux résultats de 48 essais à 20 °C dans la Figure III.31, la Figure III.32 et la Figure III.33 détaillés dans le Tableau III.6. Quarante-huit essais à 1 °C, 44 essais à 40 °C et 16 essais à 70 °C ont été effectués. Les évolutions à 1, 40 et 70 °C suivent les mêmes tendances que les essais à 20 °C avec notamment un frottement latéral (f_s) qui atteint un maximum pour des valeurs de teneur en eau relativement faibles. Pour les essais à 1 °C, les paramètres étudiés (q_c , f_s , f_s^*) sont proches des valeurs obtenues à 20 °C et c'est difficile de conclure un effet de la température sur les résultats. Pour les essais à 40 °C, la résistance en pointe et le frottement latéral sont peu affectés pour les éprouvettes préparées du côté humide de l'optimum. En revanche pour les éprouvettes préparées à des masses volumiques sèches et des teneurs en eau caractéristiques du côté sec de l'optimum, la résistance en pointe évolue faiblement avec l'augmentation de la température mais sans atteindre des valeurs réellement significatives. En revanche, l'augmentation de la température provoque une diminution sensible du frottement latéral. Quelques essais à 70 °C ont été effectués du côté sec de l'optimum pour mieux évaluer les variations des paramètres

étudiés, ils confirment les résultats obtenus à 40 °C : les paramètres étudiés (q_c, f_s, f_s^*) diminuent davantage avec le chauffage à 70 °C.

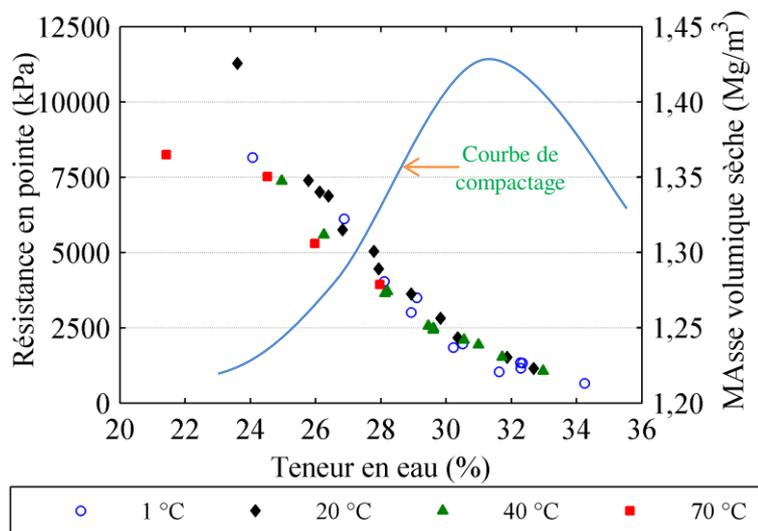


Figure III.31. Résistance en pointe moyenne (q_c) à 1, 20, 40 et 70 °C à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

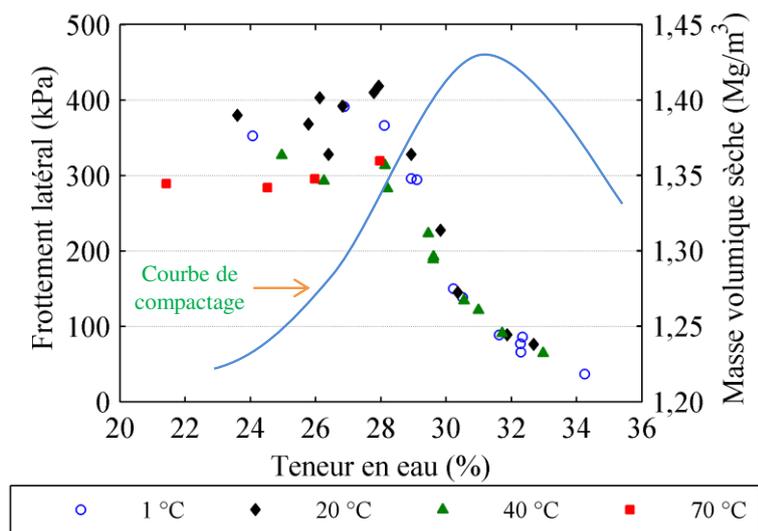


Figure III.32. Frottement latéral moyen à la pénétration (f_s) à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

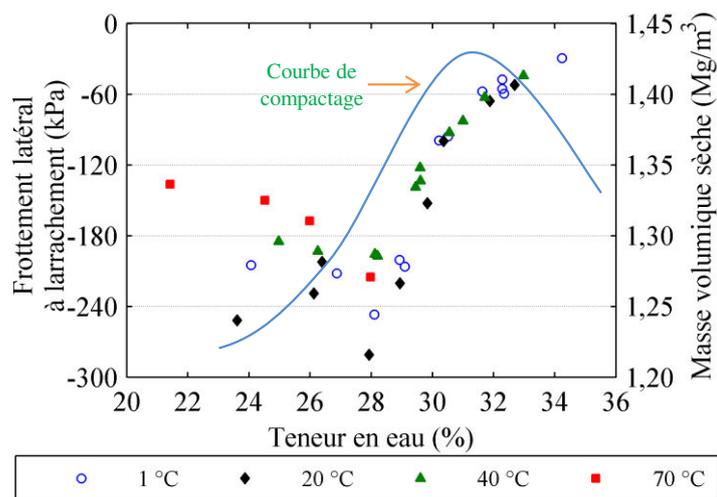


Figure III.33. Frottement latéral moyen à l'arrachement (f_s^*) à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

Ces résultats sont cohérents avec ceux de Wiebe et al. (1998) qui ont étudié la résistance au cisaillement d'éprouvettes d'un mélange sable-bentonite à une masse volumique sèche de $1,67 Mg/m^3$ et soumises à des températures de 26 à 100 °C (Figure III.34). Leurs résultats, obtenus avec des essais de compression triaxiale dans les conditions non drainées montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la température et que l'effet de la température est plus marqué quand le degré de saturation est faible. Ce qui pourrait correspondre à nos résultats du côté sec de l'optimum. La diminution de la résistance est due à la diminution de la succion par diminution de la tension superficielle entraînée par l'échauffement.

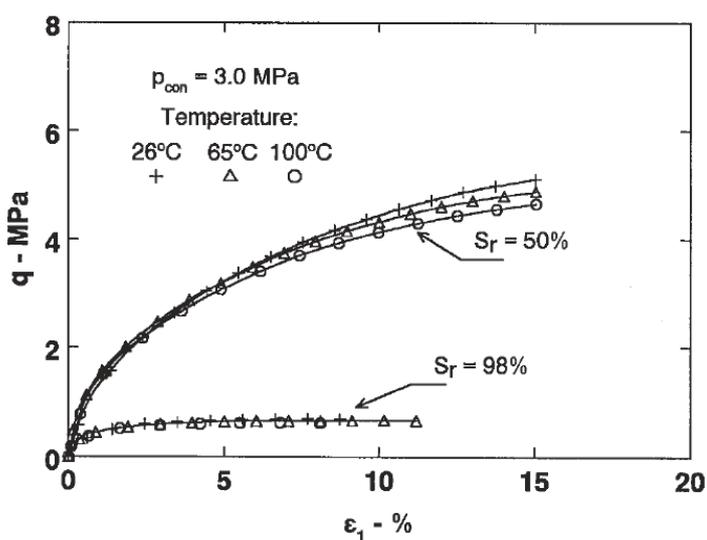


Figure III.34. Effet de la température sur la courbe de contrainte-déformation à 26, 65 et 100 °C (Wiebe et al., 1998).

Les résultats de Uchaipichat & Khalili (2009), pour les essais triaxiaux sous des températures de 25 à 60 °C et des succions contrôlées de 0 à 300 kPa ont montré une diminution de la résistance au cisaillement avec la température pour la même succion (Figure III.35). Les auteurs ont observé une diminution du domaine élastique avec l'augmentation de la température appelée radoucissement thermique (thermal softening).

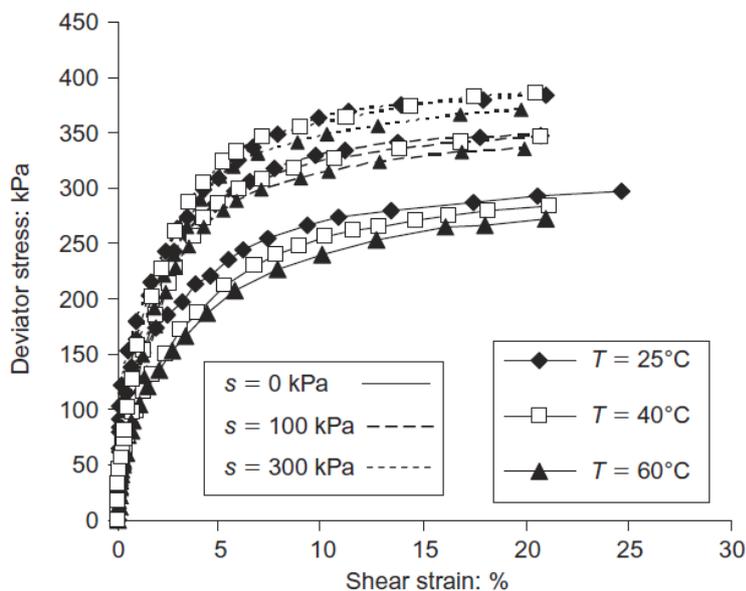


Figure III.35. Résultats des essais triaxiaux à succions contrôlées à 25, 40 et 60 °C (Uchaipichat & Khalili, 2009).

Par ailleurs, la diminution des résistances avec la température pourrait être liée d'une part à la réorganisation de la macrostructure à cause de l'échauffement du sol et d'autre part, à la diminution de la viscosité de l'eau avec l'augmentation de la température. En effet, une diminution de la viscosité facilite les glissements entre les grains à l'interface entre le sol et l'aiguille, ce qui diminuerait les résistances mesurées.

III.2.2.3. Comparaison des deux matériaux étudiés

D'une part, la nature du sol et les états initiaux (sa teneur en eau et sa densité) influencent les paramètres étudiés d'un sol compacté et d'autre part, le rôle de l'eau dans chaque matériau et l'effet de la température sur sa viscosité et l'expansion thermique des particules pourraient avoir un rôle déterminant quant à la sensibilité d'un matériau à une sollicitation thermique. En particulier, la variation de volume des particules est fonction de la nature de ces matériaux. Ainsi, la température n'a pas le même impact sur les propriétés de cisaillement en fonction de la structure des matériaux et de leur minéralogie.

L'effet de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à des différentes températures a été étudié pour chaque matériau. Dans cette partie, les résultats obtenus pour le matériau illitique sont

comparés avec ceux du mélange sable-kaolinite afin d'étudier l'effet de la nature du sol. L'allure des résultats pour les matériaux étudiés a été globalement similaire : quand la teneur en eau augmente, les paramètres étudiés (q_c, f_s, f_s^*) diminuent.

Pour la résistance en pointe (q_c), une diminution marquée a été mesurée du côté sec de l'optimum et une diminution lente du côté humide de l'optimum. Cependant, la résistance en pointe du mélange sable-kaolinite à la teneur en eau optimale est plus élevée que le matériau illitique. Cela pourrait être dû à la densité élevée du mélange ainsi qu'à la nature du sol. L'augmentation de la température a provoqué une légère diminution de la résistance en pointe pour le matériau illitique compacté du côté sec de l'optimum alors qu'aucun effet n'a été mesuré pour le mélange.

Quant au frottement latéral (f_s et f_s^*), le matériau illitique a des valeurs relativement plus élevées que le mélange sable-kaolinite. Cela pourrait être lié à la nature du matériau, en effet la cohésion du matériau illitique plus fin, est plus importante que celle du mélange qui ne contient que 50% de sol argileux (kaolinite). Pour le matériau illitique compacté du côté sec de l'optimum, le chauffage a provoqué une diminution marquée du frottement latéral tandis que pour le mélange sable-kaolinite, l'effet de la température sur le frottement latéral était négligeable quels que soient les états initiaux du matériau. Le mélange, plus sableux, pourrait être moins sensible aux sollicitations thermiques.

III.3. Conclusion

Le but de cette partie était de proposer une méthode simple pour évaluer les effets des variations de température sur la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (f_s et f_s^*) des éprouvettes compactées à différents états initiaux de teneur en eau et de masse volumique sèche. L'essai au pénétromètre à aiguille, décrit dans ce chapitre permet d'obtenir, en laboratoire, des paramètres proches de ceux utilisés pour le calcul de portance des pieux de fondation. Les résultats montrent que l'essai mini-pénétrométrique est un essai répétable et reproductible. Pour les sols compactés étudiés, la diminution de la teneur en eau a augmenté la résistance en pointe et le frottement latéral. En général, la masse volumique sèche du sol semble avoir moins d'impact sur les paramètres étudiés que sa teneur en eau. La résistance en pointe et le frottement latéral varient plus fortement du côté sec de la courbe de compactage que du côté humide.

Pour le mélange sable-kaolinite, sur les deux côtés sec et humide de la courbe de compactage, l'effet de la température sur les paramètres étudiés était négligeable. Pour le matériau illitique compacté du côté sec de la teneur en eau optimale, une légère diminution de la résistance en pointe et une diminution significative du frottement latéral ont été observés avec l'augmentation de la température. Pour les éprouvettes illitiques, préparées à des états initiaux correspondants au côté humide de l'optimum, les évolutions des résistances en pointe et du frottement latéral sont faibles. De plus, aucun impact de la température n'est détecté.

Les états initiaux de teneur en eau et de masse volumique sèche, ainsi que la nature du sol, conditionnent l'impact des variations de température sur les paramètres étudiés.

À noter que, nous avons essayé de maintenir toutes les éprouvettes de cette étude à des teneurs en eau constantes au cours de la sollicitation thermique. L'évolution couplée de la température et de la teneur en eau ainsi que l'effet des cycles de sollicitation thermique devraient également être envisagés.

Chapitre IV

Essais mini-pressiométriques en laboratoire

L'objectif des travaux de ce chapitre est d'améliorer la compréhension et la quantification de l'impact de la variation de la température sur les paramètres mécaniques du sol en particulier sur les paramètres pressiométriques car le calcul de la capacité portante des fondations est généralement basé sur les résultats d'essais pressiométriques ou pénétrométriques. Une méthode expérimentale a été développée afin de permettre la réalisation d'essais pressiométriques dans les conditions de laboratoire sur un matériau homogène pour lequel les conditions initiales de densité et de teneur en eau, ainsi que les sollicitations thermiques sont maîtrisées. Dans ce qui suit, on présente tout d'abord le principe de l'essai pressiométrique. Ensuite, l'essai mini-pressiométrique que nous avons mis en place est décrit et les résultats obtenus sont présentés et commentés. Enfin, les résultats sur l'impact des variations de température sur les paramètres pressiométriques du matériau compacté sont discutés.

IV.1. Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est classiquement utilisé pour dimensionner les fondations et d'autres structures dans les sols (NF P94-110-1 : AFNOR, 2000). Sur le plan historique, l'idée de l'essai d'expansion radiale revient à l'Allemand Kögler dans les années 1930, pour mesurer le module de déformation du sol. Il s'agissait d'une sonde monocellulaire gonflée par une pression de gaz, ce qui rendait difficile le calcul de la variation de volume de la sonde. Le pressiomètre a été développé dans les années 50 par Ménard qui a repris l'idée en la perfectionnant : au cylindre gonflable de Kögler, il a ajouté deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable.

Plusieurs générations de pressiomètre ont vu le jour. Ils se classent en quatre grandes familles, se différenciant par leur méthode de mise en place. On distingue le pressiomètre avec forage préalable (PFP), le pressiomètre autoforeur (PAF), le pressiomètre foncé (PMF) et le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRES). Il faut noter que les résultats obtenus sont fortement dépendants du pressiomètre utilisé. Les essais réalisés dans ces chapitres sont de type PFP.

IV.1.1. Pressiomètre de Ménard

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement une sonde cylindrique dans un forage exécuté au préalable, à une profondeur donnée. La relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde est alors déterminée. Le matériel pressiométrique comprend un contrôleur pression-volume (CPV), des tubes et une sonde (Figure IV.1). Le contrôleur rempli d'eau est connecté à la sonde de mesure, il permet d'envoyer de l'eau sous une pression contrôlée à l'aide d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué.

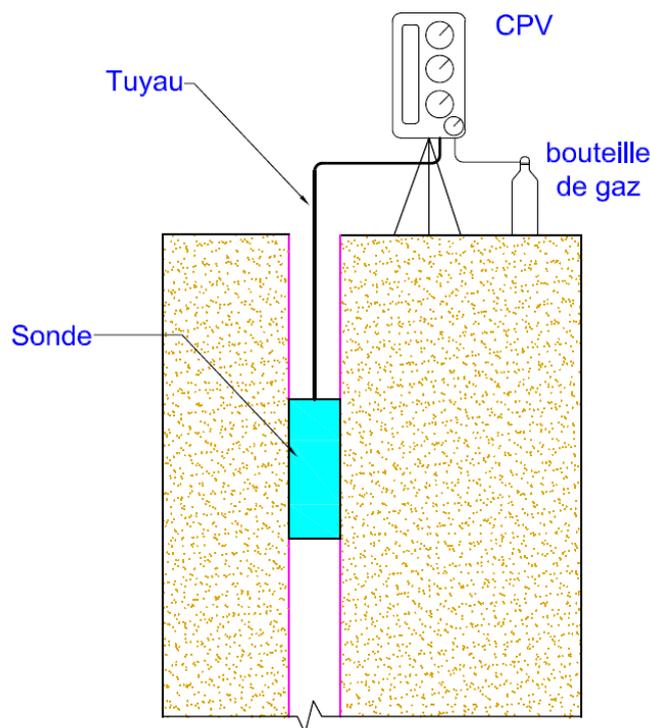


Figure IV.1. Principe de l'essai pressiométrique.

La sonde pressiométrique est introduite dans une cavité pré-forée (méthode PFP), légèrement surdimensionnée, réalisée soit à la tarière à main, soit de manière mécanique suivant la nature du sol (Baguelin, 1978). La mise en place de la sonde est l'opération la plus délicate, qui influence de la fiabilité des résultats d'essai.

Une fois la sonde mise en place, l'essai d'expansion peut débuter. Il consiste à appliquer progressivement, par paliers, une pression uniforme sur la paroi du forage. Les pressions appliquées dans la sonde, ainsi que les variations volumiques de la sonde sont mesurées et enregistrées, afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et la déformation du sol. Les résultats de l'essai pressiométrique permettent de déterminer le module pressiométrique (E_M), la pression de fluage (p_f), et la pression limite (p_l).

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la charge limite en pointe est donnée par l'équation (IV.1):

$$Q_c = Ak_p p_{le}^* \quad (\text{IV.1})$$

avec :

- A : la section de pointe ;

- p_{le}^* : la pression limite nette équivalente (la pression limite moyenne autour de la base du pieu) ;
- k_p : le facteur de portance.

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h du pieu est calculé par l'équation (IV.2) :

$$Q_s = P_{pieu} \int_0^h q_s(z) dz \quad (IV.2)$$

avec :

- P_{pieu} : le périmètre du pieu ;
- $q_s(z)$: le frottement latéral unitaire limite à la profondeur donnée en fonction de la pression limite nette, p_{le}^* , à partir des courbes étalonnées en fonction de la nature du sol et du type du pieu.

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, la charge limite totale (Q_t) est la somme de Q_c et Q_s .

IV.1.2. Essais mini-pressiométriques dans la cuve thermorégulée

Afin d'étudier l'influence d'une sollicitation thermique monotone ou cyclique sur un sol compacté, un modèle réduit d'échelle métrique a été mis en place (Figure IV.2). Il s'agit d'une cuve reliée à un système de chauffage/refroidissement (cf. IV.2), permettant la réalisation d'essais mini-pressiométriques sur des sols soumis à des évolutions de température. Les différents éléments du dispositif, la cuve d'essai, le thermorégulateur et l'instrumentation de la cuve sont présentés successivement dans la partie suivante.

Différents essais seront réalisés dans cette cuve afin d'étudier la variabilité des paramètres pressiométriques d'un sol compacté en fonction de la variation monotone ou cyclique de la température. Il est clair qu'avant de commencer les expériences, il est nécessaire de vérifier la faisabilité et la répétabilité des essais. L'instrumentation supplémentaire de la cuve permet de contrôler l'évolution de la température en continue. Des prélèvements effectués au cours de la réalisation du forage de l'essai mini-pressiométrique permettent de mesurer la teneur en eau et la densité du massif dans toute son épaisseur.

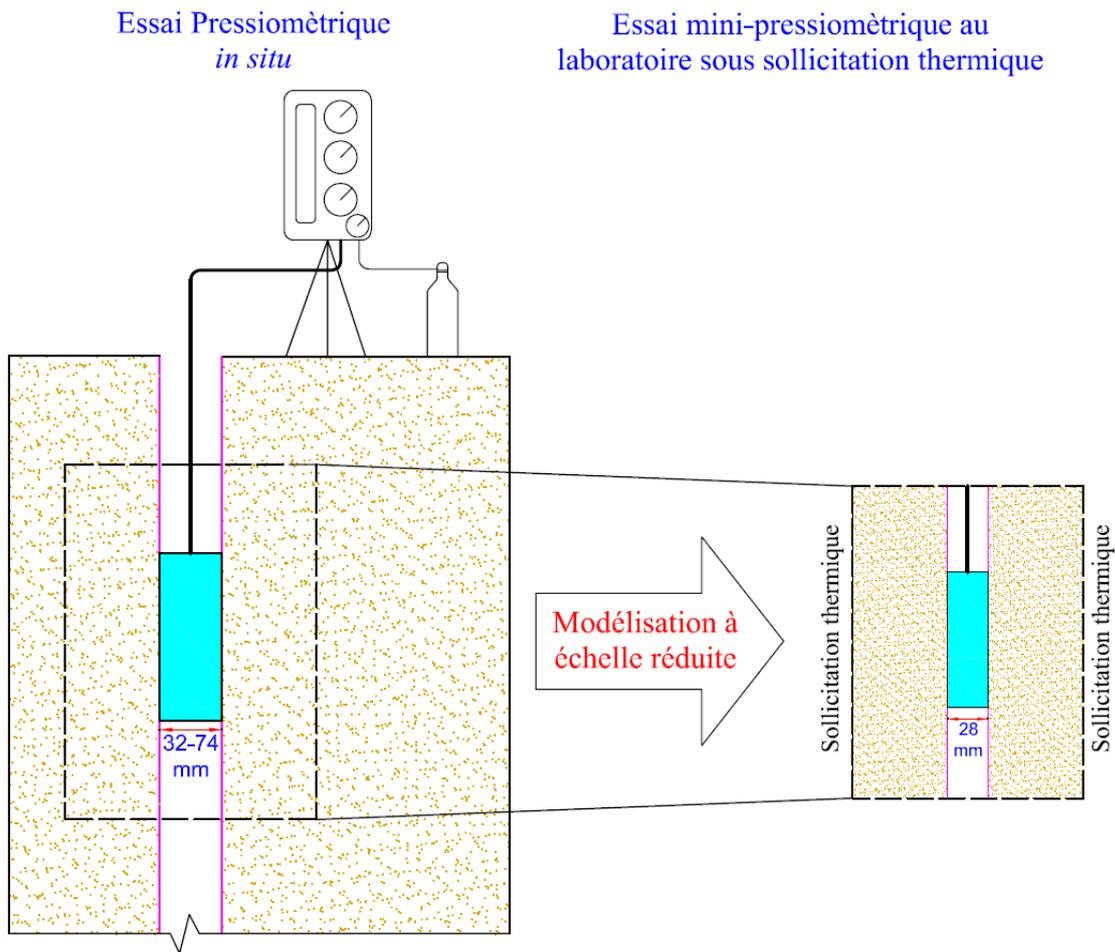


Figure IV.2. Modèle réduit d'échelle métrique.

IV.2. Matériau et méthodes

La réalisation d'essais mini-pressiométriques à température contrôlée suppose la mise en place d'un massif homogène d'un volume important et un dispositif expérimental permettant l'imposition des différentes températures (Figure IV.3).

La méthodologie mise en place pour obtenir un massif homogène et vérifier ses caractéristiques (la température, la teneur en eau et la masse volumiques sèche) est décrite en partie IV.2.2. Ensuite les modalités de réalisation des essais mini-pressiométriques sont décrites en partie IV.2.3. Enfin le programme d'essai est présenté en partie IV.2.4.

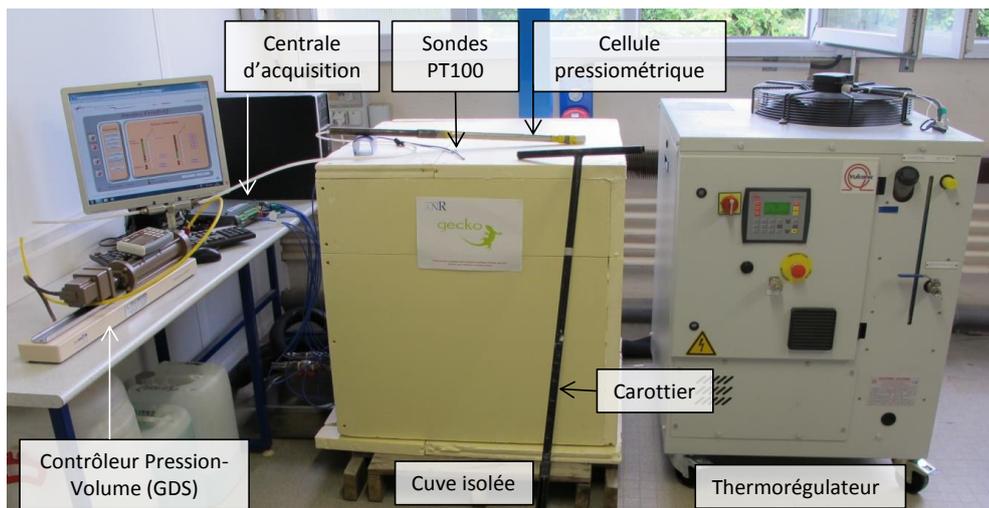


Figure IV.3. Ensemble du dispositif expérimental.

IV.2.1. Dispositif expérimental

Les différentes parties du dispositif expérimental (la cuve d'essai et le thermorégulateur) et leurs caractéristiques sont présentées dans cette partie.

IV.2.1.1. Cuve d'essai

Une cuve en inox de 800 mm de haut et de 600 mm de diamètre, a été fabriquée pour contenir le matériau d'étude. Des tubes d'un diamètre interne de 33,7 mm, également en inox ont été soudés aux parois extérieures de la cuve (Figure IV.4). Un liquide caloporteur circule dans ces tubes depuis l'entrée située au pied de la cuve jusqu'à la sortie située en haut de la cuve. Des gaines isolantes sont placées sur les tubes afin de limiter la condensation d'eau et les échanges thermiques avec l'atmosphère. La partie haute du massif est isolée à l'aide d'un film plastique afin d'éviter les variations de teneur en eau. La cuve est ensuite placée dans une boîte formée de plaques de polystyrène extrudé de 40 mm d'épaisseur pour une isolation complète de l'ensemble.

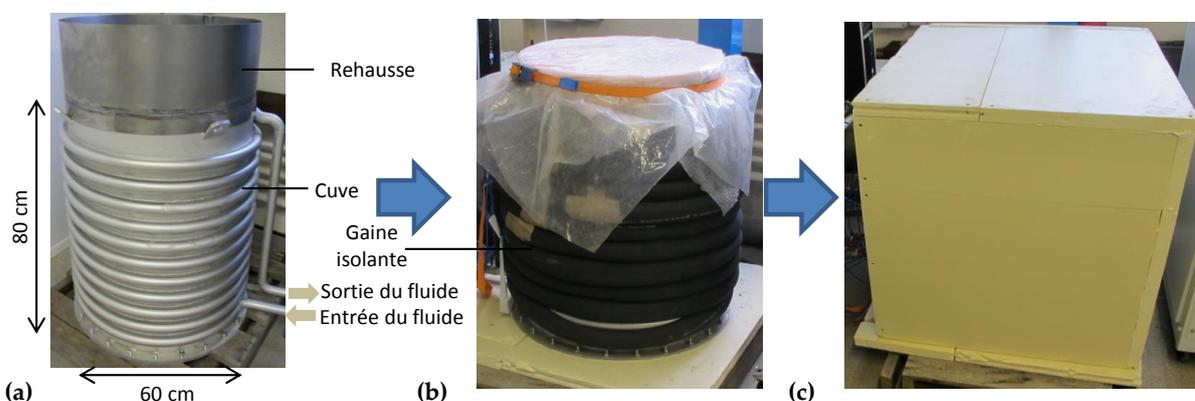


Figure IV.4. Cuve en modèle réduit : (a) cuve en inox ; (b) massif dans la cuve isolé par des gaines isolantes et le film plastique ; (c) ensemble dans la boîte en polystyrène.

IV.2.1.2. Thermorégulateur

Les tubes en inox soudés aux parois extérieures de la cuve sont reliés à un thermorégulateur Vulcatherm® qui met en circulation un mélange de 45% d'eau et 55% d'un antigel à base de monoéthylène (ASCAGEL® MEG) à des températures pouvant varier de -20 à 90 °C (Figure IV.5). Les spécifications techniques du thermorégulateur sont résumées dans le Tableau IV.1.

Le massif de sol, compacté dans la cuve sera donc réchauffé ou refroidi depuis la surface latérale externe de la cuve. L'évolution de la température au sein du massif est centripète.



Figure IV.5. Cuve isolée et thermorégulateur.

Tableau IV.1. Spécifications techniques du thermorégulateur Vulcatherm®.

Fluide caloporteur	Eau + MEG à 55%
Températures limites de sortie fluide	-20 à 90 °C
Puissance de chauffage	6 kW (+5/-10%)
Puissance de refroidissement	Au débit nominal, avec une température d'air de condensation à 32 °C maxi et sortie d'eau glycolée à 0 °C : 6 kW (+5/-10%). (3,8 kW à 10 °C)
Température ambiante admissible	15 à 32 °C
Débit nominal	0,9 m ³ /h
Débit maximal	1,8 m ³ /h

IV.2.2. Compactage et instrumentation du massif

Le matériau illitique (cf. II.2), a fait l'objet d'une étude complète au mini-pressiomètre. Le matériau, sous forme de poudre ($w_i \cong 15-17\%$) est mélangé à de l'eau afin d'atteindre la teneur en eau cible, pour ces essais la teneur en eau optimale : $w_{OPN} = 31,3\%$. Le malaxage est effectué dans un malaxeur MIX120® (Figure IV.6a) à vitesse fixe (38 rpm) puis le mélange est stocké dans des fûts pour une durée minimale de 5 jours afin d'assurer une bonne homogénéisation.



Figure IV.6. Préparation du matériau : (a) malaxage ; (b) compactage dans la cuve.

Le matériau humide est ensuite compacté dans la cuve au moyen d'un compacteur pneumatique (Figure IV.6b). Le compacteur applique des efforts dynamiques sur une plaque métallique de même diamètre que la cuve (600 mm), et de 4 mm d'épaisseur, afin de répartir l'énergie de compactage sur l'intégralité de la surface du matériau. La masse volumique sèche visée est de $\rho_d = 1,29 \text{ Mg/m}^3$, soit 90% de la masse volumique sèche maximale ($\rho_{d,max} = 1,43 \text{ Mg/m}^3$) (Figure IV.7).

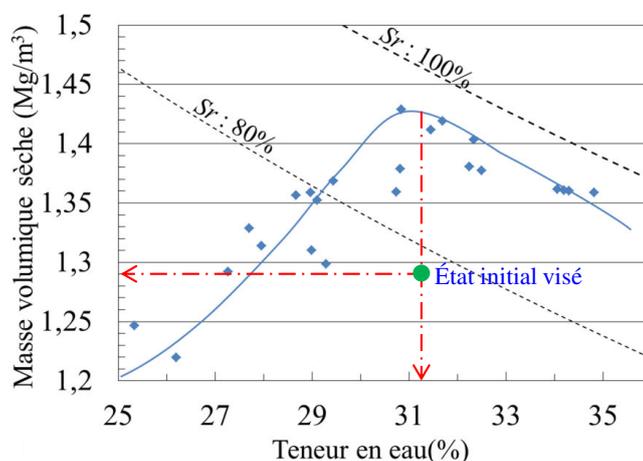


Figure IV.7. Courbe de compactage du matériau et état initial visé pour le compactage dans la cuve.

Pour atteindre la masse volumique sèche visée, le massif est compacté en couches successives. Le volume de chaque couche est contrôlé par trois règles graduées fixées sur la paroi interne de la cuve. Entre deux couches, la surface est scarifiée afin d'avoir un bon contact entre les couches (Figure IV.8a). La Figure IV.8b montre la surface finale du matériau compacté.



Figure IV.8. Préparation du matériau : (a) surface scarifiée entre deux couches ; (b) surface finale.

L'homogénéité de la masse volumique sèche en fonction de la profondeur a été testée sur deux massifs. Un massif compacté en 8 couches de 100 mm d'épaisseur et un massif compacté en 11 couches de 70 mm d'épaisseur. Dans chaque massif, six carottages de 28 mm de diamètre et de 630 mm de profondeur sont réalisés à l'aide d'un carottier (Figure IV.9). Chaque carotte est découpée en échantillons de 50 mm de long afin de déterminer la teneur en eau et la masse volumique sèche du matériau en fonction de la profondeur.

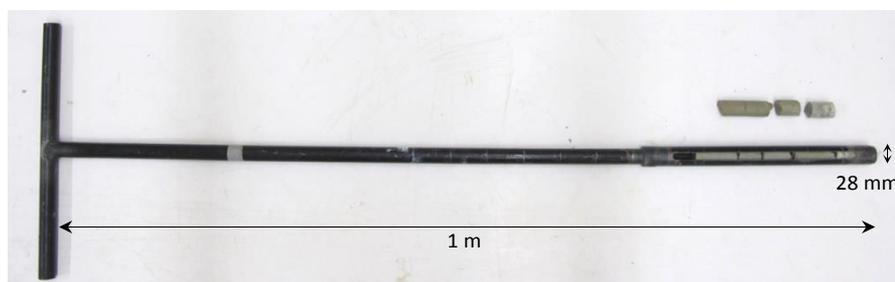


Figure IV.9. Carottier et carotte de matériau.

La Figure IV.10a présente la masse volumique sèche obtenue lors du compactage en 8 couches. Dans chaque couche, ρ_d est plus importante en haut et moins importante en bas, ce qui signifie l'existence d'un gradient qui se répète dans toutes les couches et montre que la masse volumique

du massif est hétérogène. La Figure IV.10b montre la masse volumique sèche obtenue pour le compactage en 11 couches, le gradient de ρ_d a fortement diminué et les valeurs obtenues sont beaucoup plus proches de la valeur visée. Ainsi, le compactage en 11 couches de 70 mm d'épaisseur a été retenu pour la préparation de tous les massifs de l'étude (C1 à C11, Figure IV.11).

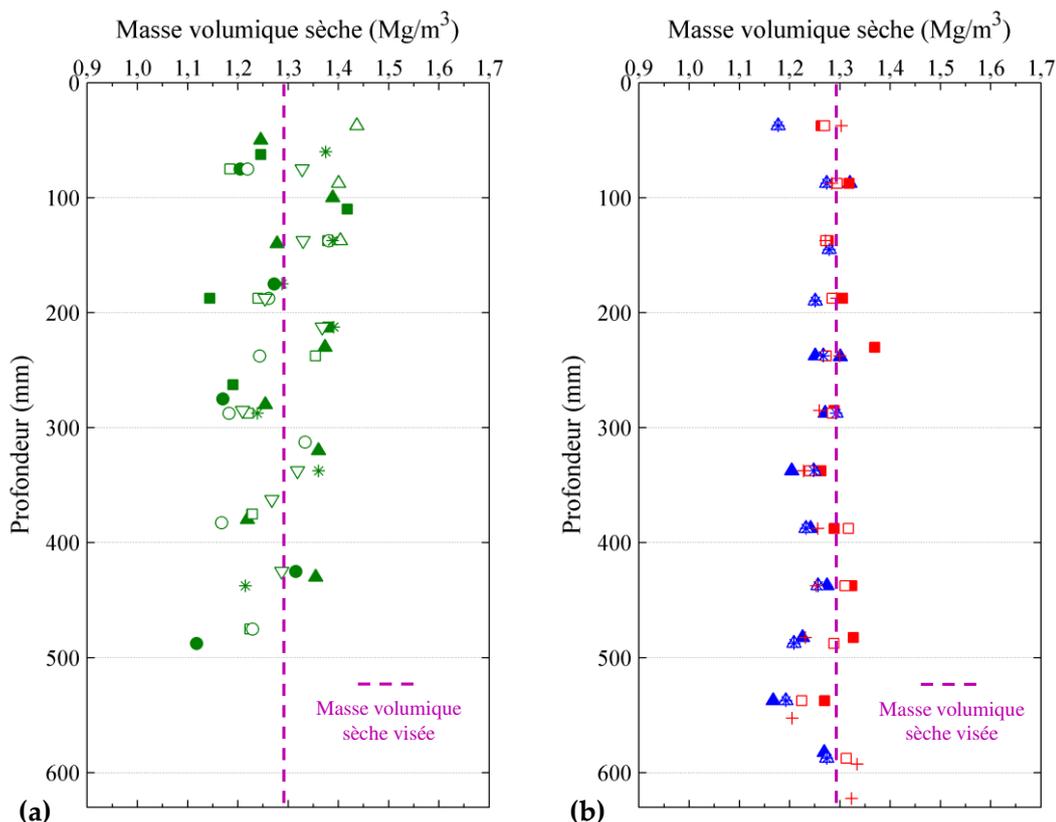


Figure IV.10. Profils de la masse volumique sèche : (a) compactage en 8 couches ; (b) compactage en 11 couches.

Sept sondes thermiques PT100 (S1 à S7, Figure IV.11a) sont introduites dans le massif au fur et à mesure du compactage. L'emplacement des sondes, présenté dans la Figure IV.11, permet de couvrir l'ensemble de la cuve. La Figure IV.12 montre la sonde PT100 et un exemple du positionnement des sondes thermiques dans le massif. Au cours de la sollicitation thermique, la vitesse de propagation de la chaleur dans le sol sera mesurée tant dans le sens radial, afin de mettre en évidence la symétrie du dispositif, que dans le sens vertical afin de visualiser les éventuelles perturbations aux limites. Les données acquises à l'aide des sondes serviront également à modéliser le transfert de chaleur dans le Chapitre V.

Le remplissage de la cuve et la mise en place des différentes sondes thermiques nécessite en moyenne 2 jours de travail.

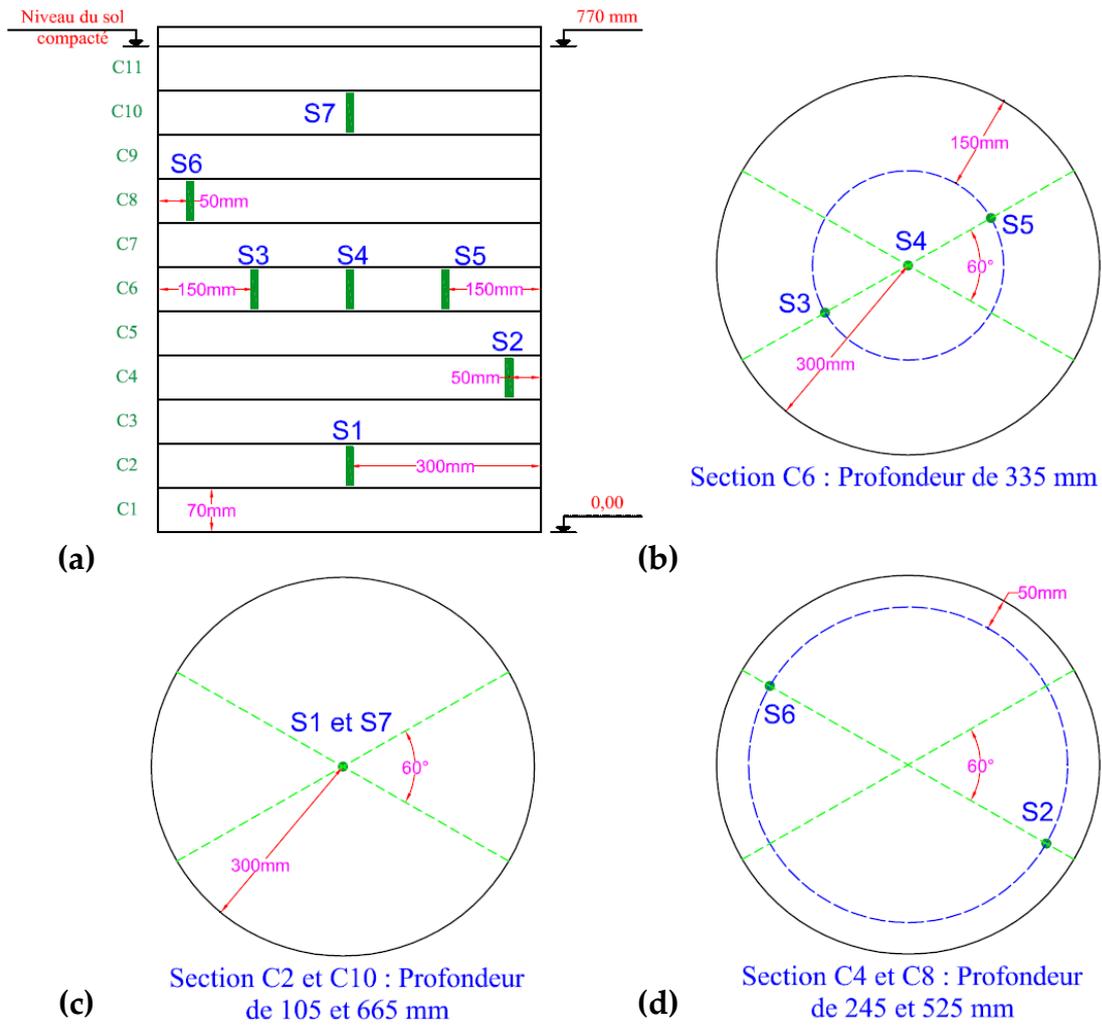


Figure IV.11. Emplacement des 7 sondes thermiques (S1-7) dans le massif compacté en 11 couches (C1-11) :
 (a) coupe verticale ; (b, c, d) coupes horizontales à différentes profondeurs.

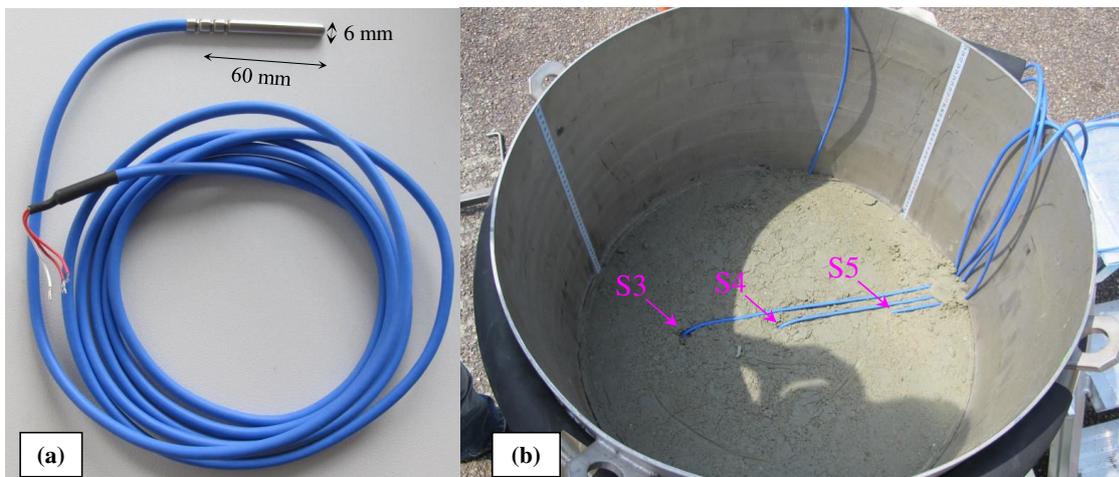


Figure IV.12. (a) sonde thermique PT100 ; (b) positionnement des sondes thermiques.

Le massif, homogène, instrumenté et isolé dans la cuve et dans la boîte de polystyrène, est alors relié au thermorégulateur, afin d'appliquer les sollicitations thermiques. Des essais mini-pressiométriques sont réalisés dans le massif aux différentes étapes et lorsque le sol est en équilibre thermique selon les modalités décrites dans la partie suivante.

IV.2.3. Réalisation des essais mini-pressiométriques

Cette partie présente les différents aspects relatifs à la réalisation des essais mini-pressiométriques. La position des essais, la sonde utilisée et l'acquisition des résultats seront successivement décrits.

IV.2.3.1. Positionnement des points d'essais dans la cuve

Seulement six essais sont réalisés dans chaque cuve afin de limiter les effets de bord et l'influence entre les essais. Les points d'essai sont positionnés sur un cercle concentrique à la cuve de rayon deux fois plus petit que celui de cette dernière. Les points d'essai sont donc positionnés à 150 mm du bord de la cuve par rotation d'angle de 60° (Figure IV.13).

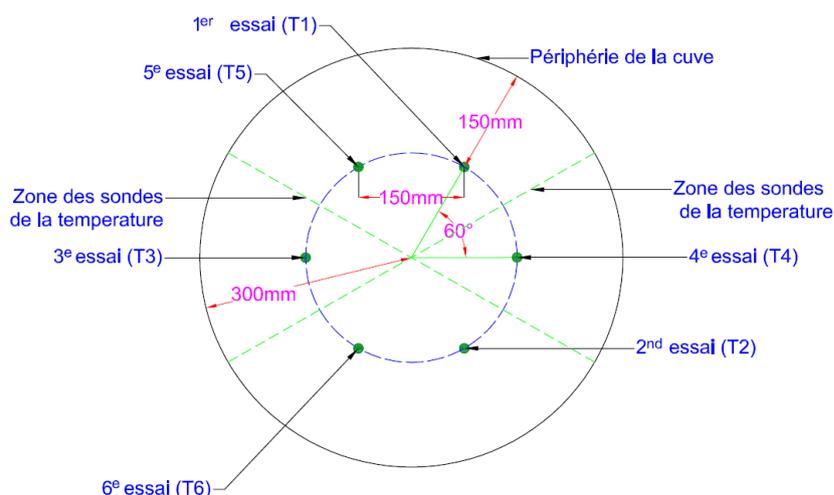


Figure IV.13. Positionnement des points dans la cuve.

IV.2.3.2. Sonde mini-pressiométrique

La sonde mini-pressiométrique de 380 mm de longueur et 28 mm de diamètre (Figure IV.14) est insérée dans un forage réalisé à l'aide du carottier (Figure IV.9), ce sondage permet le contrôle de la teneur en eau et de la masse volumique sèche. Le centre de la sonde est positionné à 400 mm de profondeur, au milieu de la hauteur de la cuve. Immédiatement après l'essai pressiométrique à une température donnée, le forage est refermé par le même matériau, à la teneur en eau initiale du massif pour éliminer l'influence du forage sur les essais à venir.

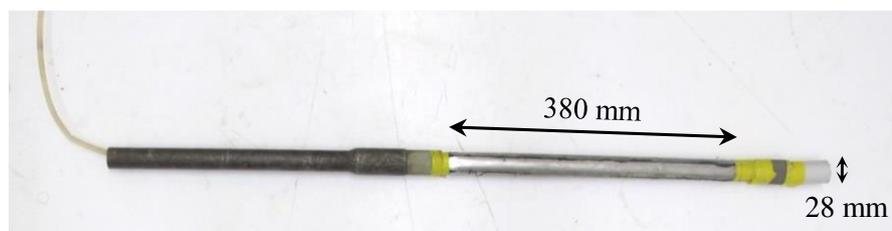


Figure IV.14. Sonde mini-pressiométrique.

IV.2.3.3. Contrôleur pression-volume

Le contrôleur pression-volume (CPV) est un contrôleur « standard type 2 GDS Instruments® » (Figure IV.15). Les spécifications techniques du contrôleur sont résumées dans le Tableau IV.2. Dans le cadre de nos essais, il impose des paliers successifs de pression par incréments de 25 kPa. Le temps d'atteinte de la pression visée (25-500 kPa) est inférieur à 60s.



Figure IV.15. Contrôleur pression-volume (GDS Instruments®).

Tableau IV.2. Spécifications techniques du contrôleur pression/volume : modèle standard type 2 GDS Instruments®.

Gamme de pression	0-3000 kPa
Capacité de volume (nominale)	200 cm ³
Résolution de mesure de pression	1 kPa
Résolution de mesure de volume	1 mm ³
Précision de mesure de pression	≤0,15%×3000 kPa : 4,5 kPa
Précision de mesure de volume	≤0,25% Volume mesurée ± 30 mm ³
Contrôles en boucle fermée	régulation à ±1kPa et à ±1 mm ³

IV.2.3.4. Essai mini-pressiométrique

La réalisation de l'essai consiste à imposer des paliers de pression (p_r) croissants successifs avec un pas de $\Delta p = 25$ kPa (Figure IV.16). Au cours de chaque palier, le temps nécessaire pour atteindre la pression cible (δt) est mesurée. Le temps d'application de la pression (Δt) est de 1 minute tel que préconisé dans la norme PR NF EN ISO 22476-4 (AFNOR, 2012). Trois mesures de volume sont réalisées au cours de chaque palier à $\Delta t = 0$ s, 30s et 60s. La courbe de fluage correspond à l'évolution de $\Delta V^{60/30}$ au cours du temps, où $\Delta V^{60/30}$ est la variation du volume du liquide injecté dans la sonde pressiométrique entre les temps $t = 30$ s et $t = 60$ s après le début du palier de pression. La courbe pression-volume (ou courbe pressiométrique) représente l'évolution de volume (mesuré à 60s, V^{60}) en fonction de la pression appliquée (p_r). Pour l'obtenir, différentes corrections doivent être appliquées aux valeurs brutes mesurées.

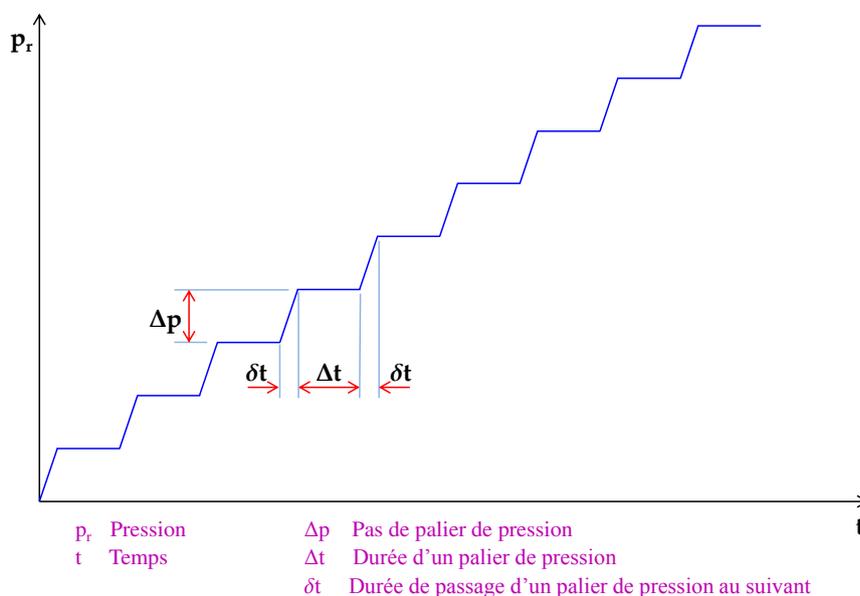


Figure IV.16. Programme de chargement de l'essai mini-pressiométrique.

IV.2.3.4.a. Correction des valeurs de la pression et du volume

Les résultats bruts des mesures de pression et de volume incluent la déformation de sol mais également l'effet d'amortissement lié à la résistance de la membrane utilisé lors de l'essai et la déformation de la sonde et des tuyaux. Afin d'obtenir les paramètres pressiométriques du sol, il est nécessaire d'étalonner la sonde et d'appliquer des corrections aux données.

- *Correction de la pression : essai d'étalonnage de la résistance propre de la membrane*

L'étalonnage de la sonde à l'air libre a pour objectif de déterminer la résistance propre de la membrane de la sonde. Une courbe pression-volume est acquise avant chaque essai. La courbe

expérimentale (Figure IV.17) est représentée par une fonction polynomial à 3 degrés $V = f(p_{membrane})$. Les valeurs des pressions obtenues d'après cette courbe sont utilisées pour effectuer la correction des pressions brutes de l'essai.

Pour les essais mini-pressiométriques réalisés dans le cadre de cette étude, l'effet de la température sur la résistance de la membrane est considéré en plaçant la sonde pressiométrique dans l'enceinte climatique à une température donnée lors de l'essai d'étalonnage.

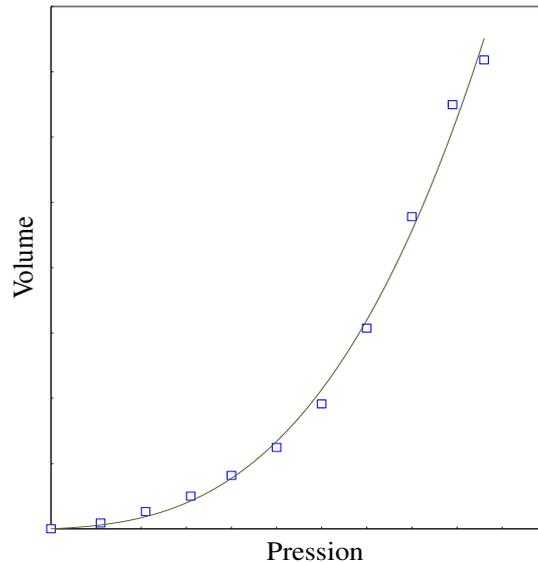


Figure IV.17. Exemple d'une courbe type de la résistance propre de la sonde pressiométrique à 20 °C.

- *Correction du volume: essai d'étalonnage de la dilatation propre de l'appareillage*

Pour étalonner la dilatation propre de l'appareillage, la sonde est placée dans un tube rigide pour empêcher son gonflement. La perte du volume injecté est liée à la dilatation des tuyaux et à leurs connections. La courbe pression-volume d'étalonnage de la dilatation propre $V_r = f(p_r)$, illustrée en Figure IV.18, est réalisée avant chaque série d'essais. La partie linéaire de la courbe correspondant à la mise en contact de la sonde avec le tube d'étalonnage, permet de déterminer V_c et le coefficient de dilatation a (Équation (IV.3)).

$$V_r = V_c + a \cdot p_r \quad (\text{IV.3})$$

- V_c, a : l'ordonnée à l'origine et le coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe $V_r = f(p_r)$.

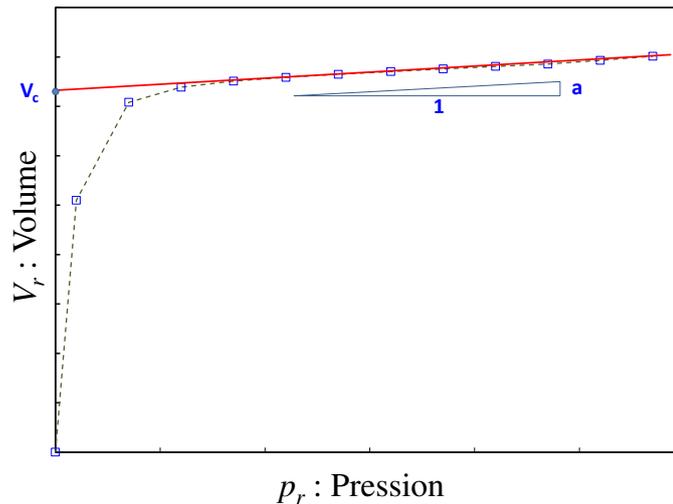


Figure IV.18. Exemple d'une courbe type de l'étalonnage de la dilatation propre.

Le coefficient de dilatation a est utilisé pour le calcul du volume corrigé comme suit :

$$V_{\text{corrigé}} = V_{\text{brut}} - a \cdot p_{\text{brute}} \quad (\text{IV.4})$$

Le paramètre V_c permet d'obtenir le volume initial de la sonde pressiométrique V_s (Équation (IV.5)), qui intervient dans le calcul de la pression limite.

$$V_s = \frac{\pi d_i^2}{4} \times l_s - V_c \quad (\text{IV.5})$$

avec :

- d_i : le diamètre intérieur du tube rigide utilisé pour l'essai d'étalonnage de la dilatation propre de l'appareillage ;
- l_s : la longueur de la partie centrale de la sonde pressiométrique, mesurée après fixation de la membrane sur l'âme métallique de la sonde.

Les valeurs de pression et de volume corrigées permettent de tracer la courbe pressiométrique et la courbe de fluage tel que décrit dans la partie suivante.

IV.2.3.4.b. Typologie et traitement des résultats

Les courbes pressiométriques et de fluage obtenues à partir des pressions et volumes corrigés sont représentées en Figure IV.19. La courbe pressiométrique corrigée se décompose habituellement en trois phases :

- La phase I est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol et de l'éventuel recompression du sol autour de la sonde pressiométrique si celui-ci a été

perturbé lors du forage et de la mise en place de la sonde. Au cours de cette phase le volume de la sonde et $\Delta V^{60/30}$ évoluent fortement et le temps pour atteindre la pression cible lors de chaque palier (δt) peut dépasser les 20s.

- La phase II est la phase pseudo-élastique. Elle est caractérisée par une réponse quasi-linéaire du sol et une stabilité de $\Delta V^{60/30}$. Au cours de cette phase, la pression se stabilise très rapidement, δt est fixée à 20s pour une meilleure reproductibilité des essais. Cette partie de la courbe permet de définir le module pressiométrique E_M .
- La phase III est la phase des grands déplacements. Elle correspond à l'apparition d'une forte augmentation du volume injecté due à la mise en plasticité du sol.

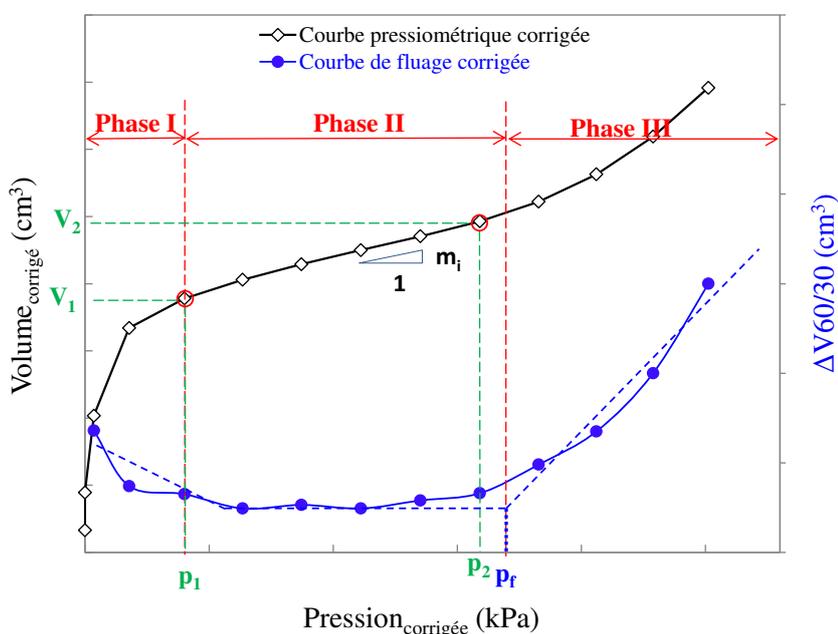


Figure IV.19. Courbe pressiométrique et courbe de fluage corrigées.

La courbe pressiométrique et la courbe de fluage corrigées permettent de déterminer le module pressiométrique E_M , la pression limite pressiométrique p_l et la pression de fluage p_f .

IV.2.3.4.c. Module pressiométrique E_M

Le module pressiométrique E_M est déterminé dans la partie pseudo-élastique selon l'équation (IV.6), en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane et obtenue à partir de l'analyse théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique isotrope et homogène.

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(p_2 - p_1)}{(V_2 - V_1)} \quad (\text{IV.6})$$

avec :

- ν : le coefficient de Poisson, toujours égal à 0,33 ;
- V_s : le volume initial de la sonde ;
- (p_1, V_1) et (p_2, V_2) : les coordonnées des points au début et à la fin de la phase pseudo-élastique (Figure IV.19).

La phase pseudo-élastique est la partie de la courbe pressiométrique dont l'ensemble des segments consécutifs ont une pente inférieure ou égale à β fois la pente la plus faible (m_E). Le paramètre β est calculé en fonction des coordonnées du segment de la courbe présentant la plus faible pente (Équation (IV.7)) et de la précision de l'outil de mesure utilisé. Le contrôleur volume-pression utilisé dans cette étude a une précision de $\cong 400 \text{ mm}^3$.

$$\beta = \left[1 + \frac{1}{100} \cdot \frac{p'_E + p_E}{p'_E - p_E} + \frac{2 \cdot \delta V}{V'_E - V_E} \right] \quad (\text{IV.7})$$

avec :

- p_E, p'_E, V_E et V'_E : les coordonnées des 2 extrémités du segment de courbe $V = f(p)$ ayant la pente la plus faible (m_E) ;
- δV : l'erreur sur la mesure du volume de liquide injecté.

IV.2.3.4.d. Pression de fluage p_f

La pression de fluage p_f est la limite entre la deuxième et la troisième partie de la courbe pressiométrique, elle est déterminée par interpolation graphique de la courbe de fluage $\Delta V^{60/30} = f(p_f)$ (Figure IV.19).

IV.2.3.4.e. Pression limite p_l

Lorsque la pression appliquée sur les parois du forage par la sonde dépasse la pression de fluage p_f le sol entre en plastification. La pression limite est la pression définie telle que :

$$V_\ell = V_s + 2V_1 \quad (\text{IV.8})$$

avec :

- V_s : le volume de la sonde au repos (Volume initial de la sonde) ;
- V_1 : volume correspondant au point du début de la phase pseudo-élastique (Figure IV.19).

Lorsque, au cours d'un essai pressiométrique, le volume injecté est insuffisant, la pression limite est obtenue avec une extrapolation de la courbe. Deux méthodes d'extrapolation sont décrites dans la norme NF P94-110-1 (AFNOR, 2000). La pression limite retenue est égale à la plus faible des deux valeurs obtenues par extrapolation. Dans notre cas, la méthode de la courbe inverse donne la pression limite la plus faible. Cette méthode consiste à linéariser la courbe $V^{-1}=f(p) : Ap+B$. La pression limite est alors obtenue par l'équation (IV.9).

$$p_{li} = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_s + 2V_E)]} \quad (IV.9)$$

avec :

- A: la pente de la fonction linéaire de $V^{-1}=f(p)$;
- B: l'ordonnée à l'origine de la fonction linéaire de $V^{-1}=f(p)$.

IV.2.4. Programme d'essais

Dans le cadre de ce travail, 5 séries d'essais (6 essais pour chaque série) ont été effectuées : une première série d'essais préliminaires afin de vérifier l'efficacité du protocole de compactage et l'homogénéité du massif (la teneur en eau et la masse volumique sèche), et 4 séries d'essais afin de quantifier l'effet de la variation monotone ou cyclique de la température sur les paramètres pressiométriques. Le Tableau IV.3 résume les états initiaux, les sollicitations thermiques et les objectifs de chaque série d'essais réalisée. Les résultats des essais sont présentés dans la partie IV.3 puis comparés et discutés dans la partie IV.4. Les essais réalisés dans les cuves sont numérotés comme suit Xx avec X la température du massif lors de la réalisation de l'essai (soit 1, 20 ou 40 °C) et x l'indice de l'essai qui s'incrémente à chaque nouvel essai réalisé à la même température.

Tableau IV.3. Détail des séries d'essais mini-pressiométriques réalisées en modèle réduit.

Série	Température (°C)	$w_{visée}$ (%)	$\rho_{d,visée}$ (Mg/m ³)	Objectif
Préliminaire	20	31,3	1,29	Vérifier l'efficacité du protocole de compactage et l'homogénéité du massif. Tester la possibilité de faire 6 essais dans une même cuve.
Première série	20-40-20	31,3	1,29	Quantifier l'effet du chauffage : 2 essais à chaque température.
Seconde série	20-1-20	31,3	1,29	Quantifier l'effet du refroidissement : 2 essais à chaque température.
Troisième série	20-1-40-1-40-1-40	31,3	1,29	Quantifier l'effet du cycle de la température : 1 essai à chaque palier.
Quatrième série	20-1-40-1-40-1-40-1	31,3	1,29	Quantifier l'effet du cycle de la température : essai lors des 4 premiers paliers et des 2 derniers paliers.

IV.3. Résultats

La série d'essais préliminaires, réalisés à 20 °C, a permis de vérifier la pertinence du choix du nombre de couche pour le compactage (Figure IV.10) tel que décrit dans la partie IV.2.2. Les courbes pressiométriques des 5 essais réalisés dans les mêmes conditions sont présentés dans la Figure IV.20.

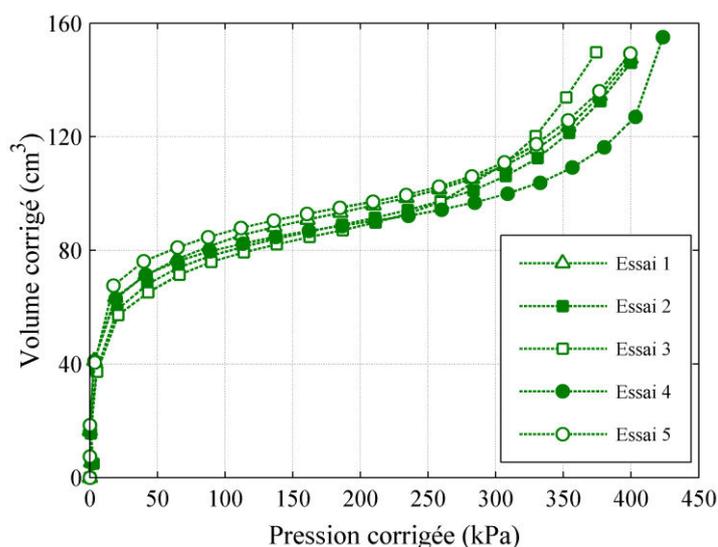


Figure IV.20. Courbes pressiométriques : série d'essais préliminaires.

À partir des courbes pressiométriques, les paramètres pressiométriques (E_M , p_f , p_l) sont déterminés et présentés dans le Tableau IV.4.

Tableau IV.4. Paramètres pressiométriques : série d'essais préliminaires.

Essai	Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	E_M (MPa)	p_f (kPa)	p_l (kPa)
1	20	31,6	1,30	4,02	250	467
2	20	31,6	-	4,26	252	457
3	20	31,8	1,26	4,02	220	409
4	20	31,8	1,33	5,19	250	457
5	20	31,7	1,29	4,97	242	447

Les résultats montrent une bonne répétabilité des essais et permettent d'estimer l'incertitude de chacun des paramètres mesurés selon la loi de Student pour une précision de 90% : E_M : $\pm 10\%$, p_f : $\pm 5\%$, p_l : $\pm 5\%$.

Dans ce qui suit, les résultats obtenus dans les 4 séries d'essais sont décrits, ils seront ensuite discutés dans la partie suivante.

IV.3.1. Chemin thermique : cycle de chauffage-refroidissement (20-40-20 °C)

Pour la première série d'essais, le massif est successivement porté à 20 °C, 40 °C puis de nouveau à 20 °C. On rappelle que la température au sein de la cuve est contrôlée en continue à l'aide des sondes thermiques. La Figure IV.21 montre l'évolution de la température telle qu'enregistrée par la sonde S5 située à 150 mm du bord de la cuve (Figure IV.11). L'équilibre thermique est atteint à ± 1 °C en moyenne au bout de 65h. Deux essais mini-pressiométriques sont réalisés à chaque palier de température. Ainsi, deux essais ont été effectués, à la fin du 1^{er} palier à 20 °C (20a, 20b), deux essais ont été réalisés à la fin du palier à 40 °C (40a, 40b) et deux essais à la fin du dernier palier à 20 °C (20c, 20d).

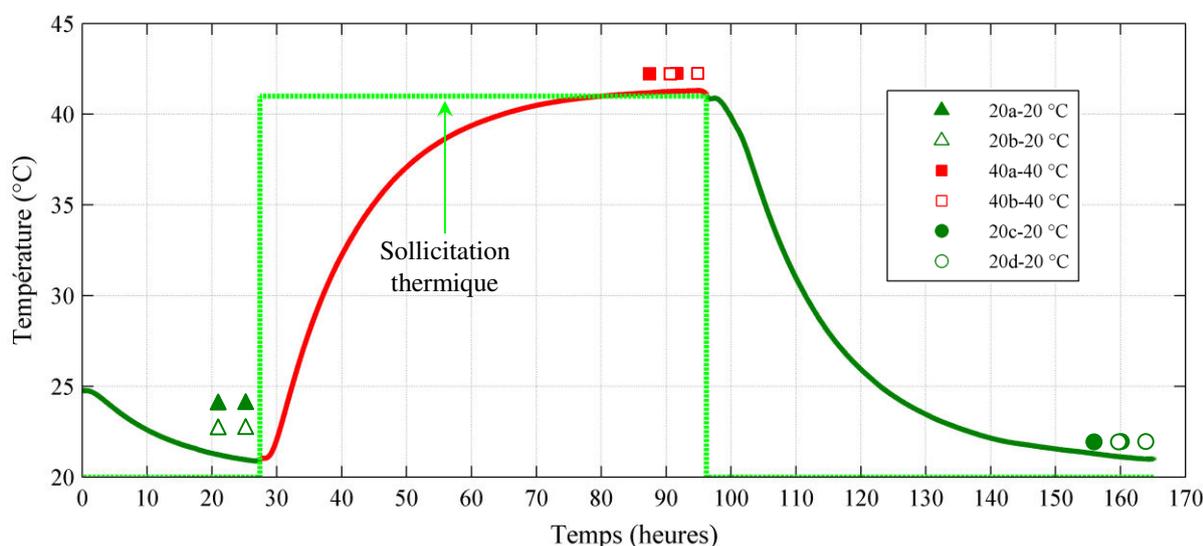


Figure IV.21. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.

Avant chaque essai mini-pressiométrique et à l'endroit de l'essai, une carotte est extraite du massif à l'aide d'un carottier. Les échantillons collectés permettent de tracer les profils de la teneur en eau et de la masse volumique sèche au sein du massif (Figure IV.22a et Figure IV.22b). Les teneurs en eau mesurées sont toutes comprises entre 29% et 32,6% ($w_{visée} = 31,3\%$). Les masses volumiques sèches évoluent verticalement de 1,19 à 1,44 Mg/m³ ($\rho_{d,visée} = 1,29$ Mg/m³) et ce malgré la compaction du massif en 11 couches. Comme les différents forages ont les mêmes évolutions verticales, le massif peut être considéré homogène dans le plan horizontal, ce qui garantit la réalisation des essais dans des conditions identiques. La masse volumique sèche moyenne, dans la zone de réalisation de l'essai (de 200 à 580 mm de profondeur) est de $1,31 \pm 0,05$ Mg/m³ et la teneur en eau moyenne est de $30,6 \pm 0,5\%$.

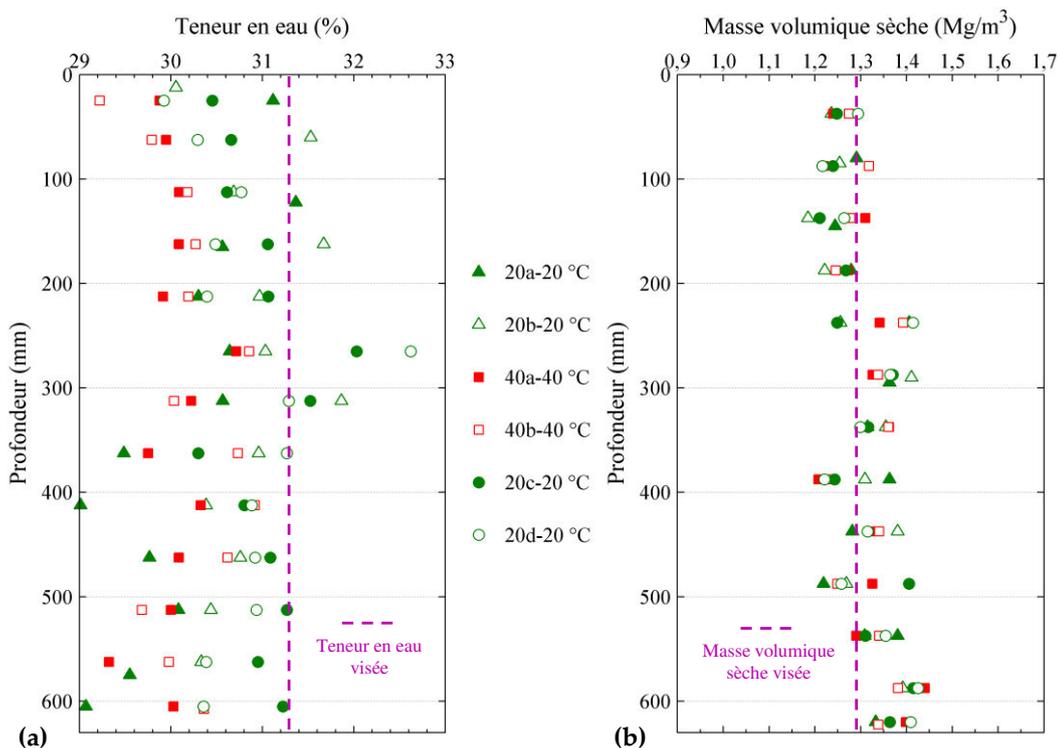


Figure IV.22. Paramètres de l'essai de chauffage de 20 à 40 °C : (a) profils de la teneur en eau ;
(b) profils de la masse volumique sèche.

L'essai 20a, jugé inexploitable à cause d'une fuite dans la sonde pressiométrique, a été retiré de la série d'analyse. Les résultats des cinq autres essais sont présentés dans la Figure IV.23. Les courbes pressiométriques obtenues comprennent les trois domaines expliqués précédemment : un domaine de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, un domaine où l'augmentation de volume avec la pression permet le calcul du module pressiométrique E_M (domaine approximativement linéaire qui traduit un comportement pseudo-élastique du sol), et un domaine de grands déplacements où le sol acquiert un comportement plastique. Le domaine pseudo-élastique est plus court pour les essais effectués à 40 °C par rapport aux essais à 20 °C et la pente du troisième domaine est plus forte. Autrement dit, le sol se plastifie sous des sollicitations plus faibles à 40 qu'à 20 °C. Le calcul des paramètres pressiométriques permettra la comparaison quantitative des essais aux différentes températures.

Les modules pressiométriques (E_M), les pressions de fluage (p_f), et les pressions limites (p_l) ont été déterminés pour chaque essai (Tableau IV.5). La Figure IV.24 présente l'évolution de l'ensemble des paramètres obtenus lors de cette série d'essais en fonction du temps.

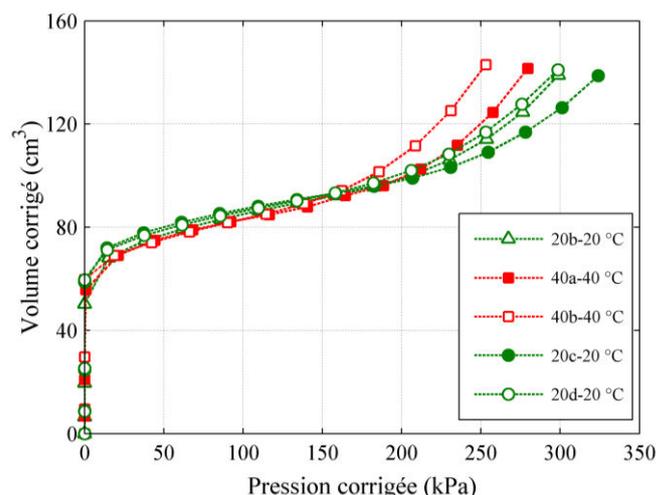


Figure IV.23. Courbes pressiométriques : essai de chauffage de 20 à 40 °C.

Tableau IV.5. Paramètres pressiométriques : essai de chauffage de 20 à 40 °C.

Essai	Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	p_f (kPa)	p_l (kPa)	E_M (MPa)
20b	20	31,0	1,31	194	355	3,54
40a	40	30,1	1,31	166	321	4,16
40b	40	30,4	1,31	165	288	3,25
20c	20	31,1	1,31	197	379	4,54
20d	20	31,1	1,32	178	352	3,89

Les teneurs en eau moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) des essais réalisés à 40 °C sont légèrement plus petites que celles des essais réalisés à 20 °C, cela pourrait être dû à l'évaporation de l'eau lors du carottage et de la mesure ou/et à l'hétérogénéité du massif. Les masses volumiques sèches moyennes dans la zone de réalisation de l'essai (de 200 à 580 mm de profondeur), sont quasiment identiques, ce qui confirme l'homogénéité de ρ_d du massif (Figure IV.24c).

Les valeurs de p_f et p_l ont nettement diminué lors du chauffage à 40 °C (Figure IV.24e et Figure IV.24f). Ainsi, pour les essais effectués à 40 °C, le sol se plastifie à une pression plus petite par rapport aux essais réalisés à 20 °C, autrement dit, il y a un radoucissement (softening) du sol. Ces résultats confirment la contraction du domaine élastique avec l'augmentation de la température telle que décrite dans la littérature avec des essais triaxiaux ou œdométriques (cf. IV.4.1). Les paramètres mesurés pour les 3 essais à 20 °C sont très proches, ce qui tendrait à montrer une bonne réversibilité de l'impact de la sollicitation thermique dans le domaine 20-40 °C. Le radoucissement dû au chauffage à 40 °C et la réversibilité des effets observés pour la pression de fluage et la pression limite devraient être traduits également par une diminution du module pressiométrique avec le chauffage. Le paramètre E_M présente une variabilité, lié aux conditions de

l'essai. La diminution de E_M est observée avec la température mais cette diminution relative par rapport à la valeur à 20 °C, est moins importante que celles de p_f et p_l (Figure IV.24d).

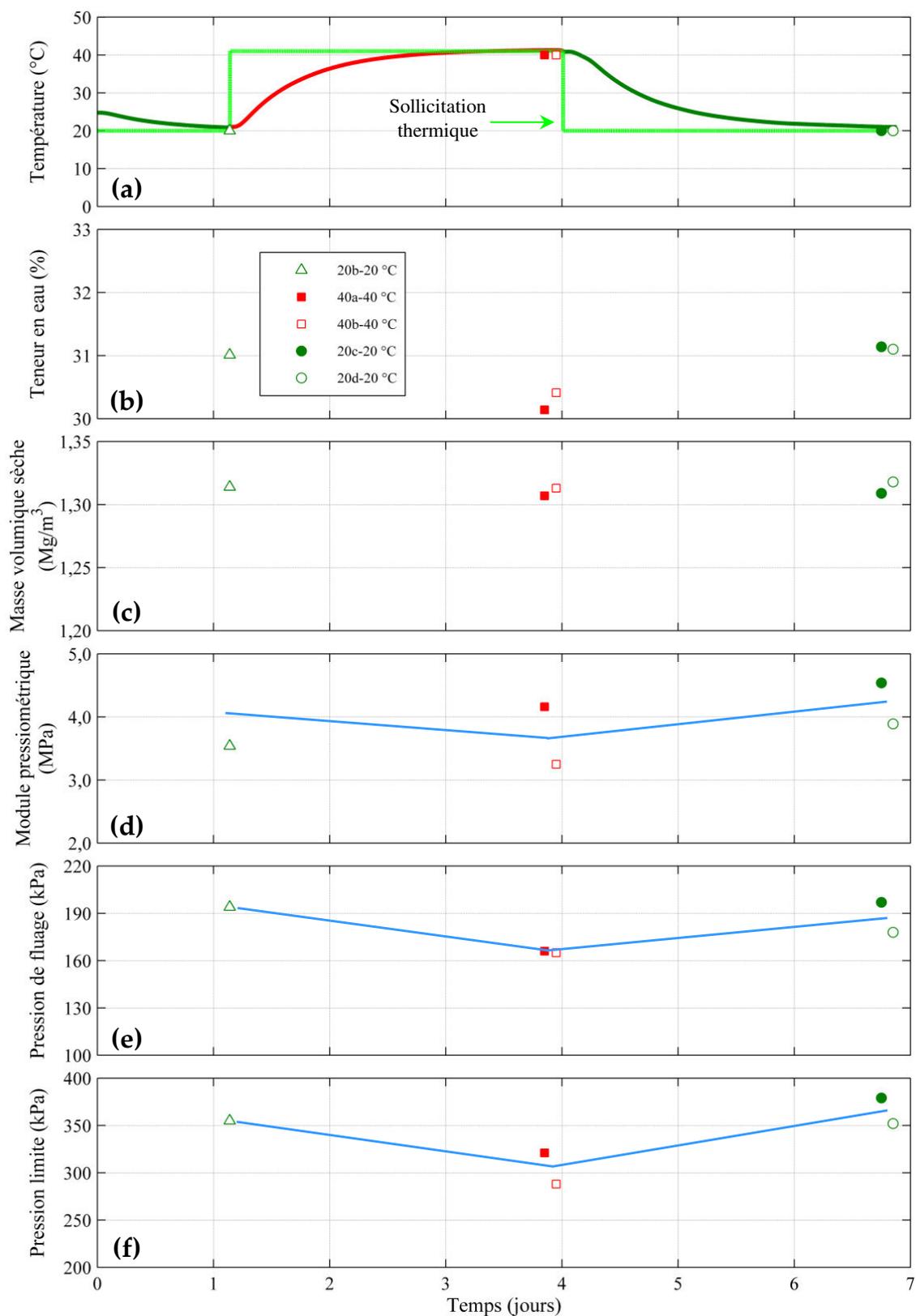


Figure IV.24. Paramètres de l'essai de chauffage de 20 à 40 °C : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.

IV.3.2. Chemin thermique : cycle de refroidissement-chauffage (20-1-20 °C)

Un second massif a été compacté puis successivement porté à 20 °C, 1 °C puis à nouveau à 20 °C. La Figure IV.25 montre l'évolution de la température en fonction du temps à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais réalisés dans ce massif. Une fois l'équilibre thermique atteint, deux essais pressiométriques sont réalisés à la fin de chaque palier.

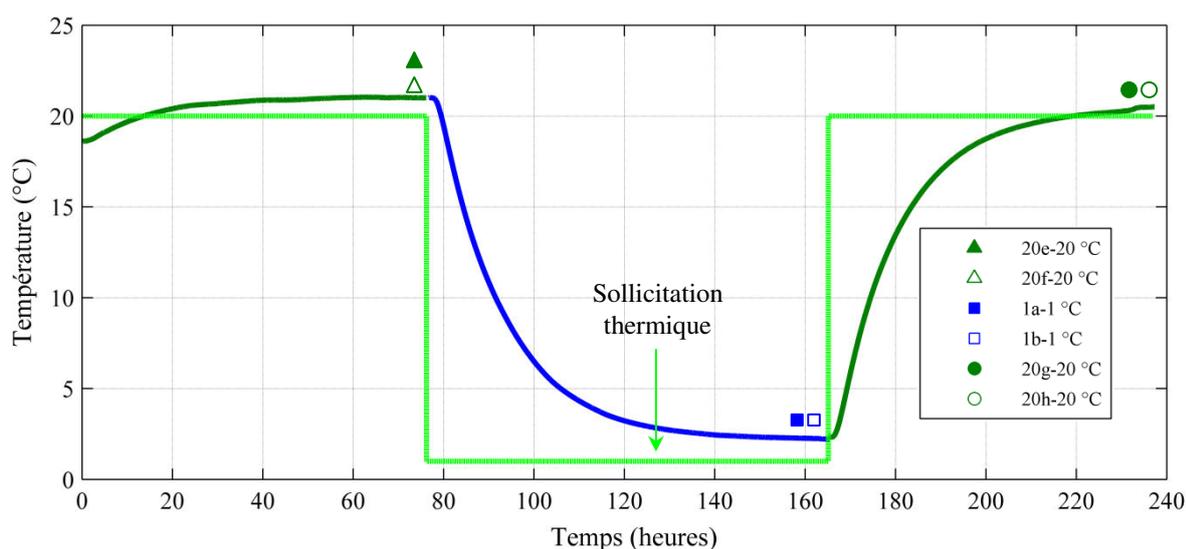


Figure IV.25. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.

Les échantillons collectés par carottage avant chaque essai montrent que les teneurs en eau sont comprises entre 30,8% et 32,6% ($w_{visée} = 31,3\%$), et les masses volumiques sèches varient de 1,21 à 1,43 Mg/m³ ($\rho_{d,visée} = 1,29 \text{ Mg/m}^3$) (Figure IV.26). La masse volumique sèche moyenne, dans la zone de réalisation de l'essai (de 200 à 580 mm de profondeur) est de $1,29 \pm 0,04 \text{ Mg/m}^3$ et la teneur en eau moyenne est de $31,9 \pm 0,4\%$.

Les résultats des six essais sont présentés dans la Figure IV.27. Les courbes pressiométriques obtenues comprennent toujours les trois domaines caractéristiques des courbes pressiométriques. Au contraire des essais de chauffage (cf. IV.3.1), le refroidissement à 1 °C, entraîne un écrouissage durcissant. Ainsi, le domaine pseudo-élastique est plus étendu dans le cas d'un essai à 1 °C que dans le cas d'un essai à 20 °C et les paramètres p_f et p_l sont plus importants.

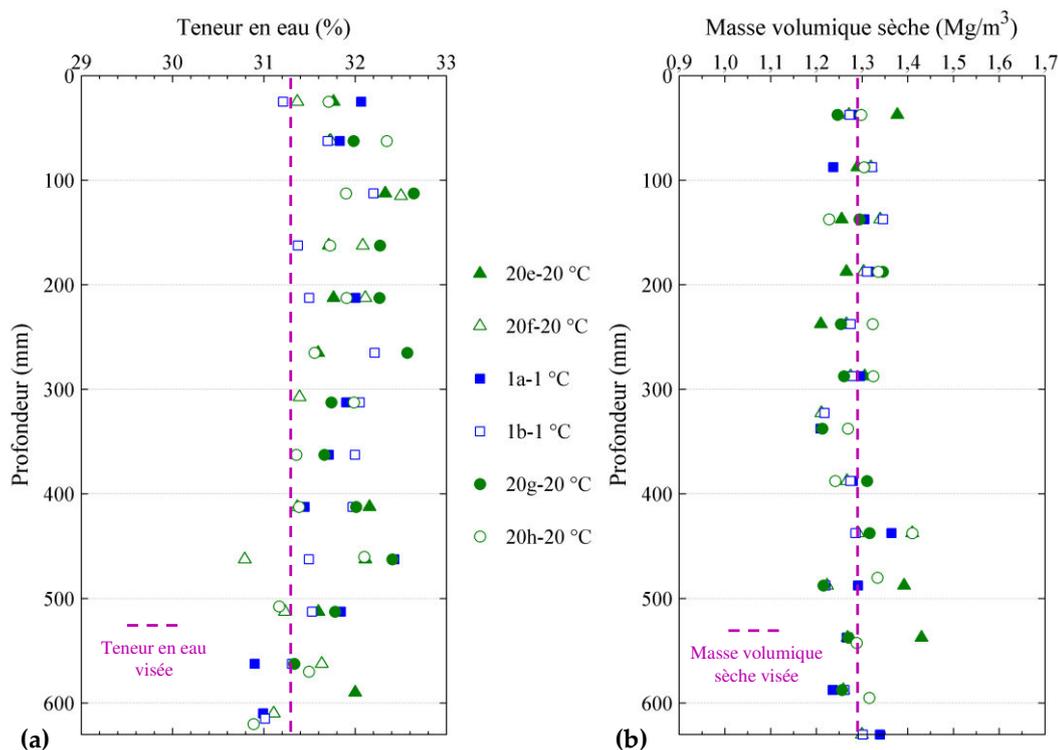


Figure IV.26. Paramètres de l'essai de refroidissement de 20 à 1 °C : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.

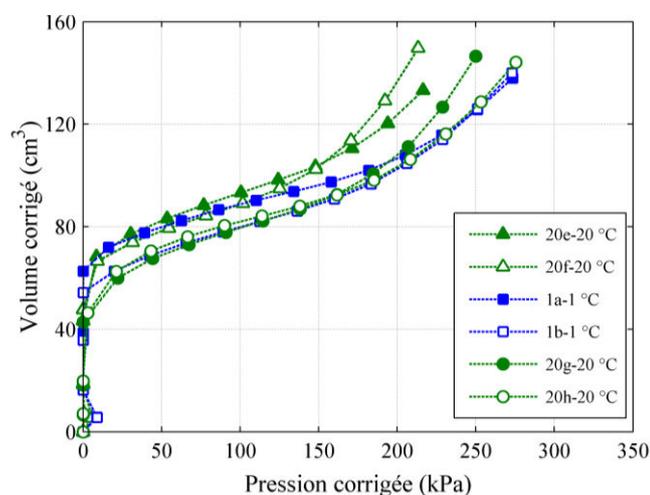


Figure IV.27. Courbes pressiométriques : essai de refroidissement de 20 à 1 °C.

Le Tableau IV.6 présente les paramètres pressiométriques pour cette série d'essais et la Figure IV.28 montre l'évolution de l'ensemble des paramètres obtenus en fonction du temps.

Les teneurs en eau moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) ne varient que peu confirmant l'homogénéité de la teneur en eau du massif (Figure IV.28b). Les masses volumiques sèches moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) montrent une légère variation (surtout pour l'essai 20e) qui pourrait être due aux conditions du compactage (Figure IV.28c).

Tableau IV.6. Paramètres pressiométriques : essai de refroidissement de 20 à 1 °C.

Essai	Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	p_f (kPa)	p_l (kPa)	E_M (MPa)
20e	20	31,8	1,34	132	305	2,47
20f	20	32,0	1,26	133	246	2,28
1a	1	32,2	1,29	181	339	3,40
1b	1	31,8	1,27	163	330	2,68
20g	20	32,1	1,27	157	286	2,36
20h	20	31,6	1,24	162	323	2,97

Une augmentation des valeurs de p_f et p_l a été observée avec le refroidissement de 20 à 1 °C (Figure IV.28e et Figure IV.28f). Ainsi, pour les essais effectués à 1 °C, le sol se plastifie à une pression plus grande par rapport aux essais réalisés à 20 °C. La diminution de ces 2 paramètres avec l'augmentation de la température est également confirmée dans cette série d'essais avec le retour de 1 à 20 °C (essais 20g et 20h). Les paramètres calculés pour les essais 20g et 20h sont légèrement décalés par rapport aux résultats obtenus pour 20e et 20f (essais effectués avant le refroidissement). Ainsi, une réversibilité partielle de l'impact de la sollicitation thermique est observée : le matériau pourrait conserver une trace de refroidissement à 1 °C.

Comme pour les essais à 40 °C, le refroidissement à 1 °C a un impact limité sur E_M . Une légère augmentation de E_M est observée avec le refroidissement du massif de 20 à 1 °C (Figure IV.28d), ce qui confirme l'érouissage durcissant du sol.

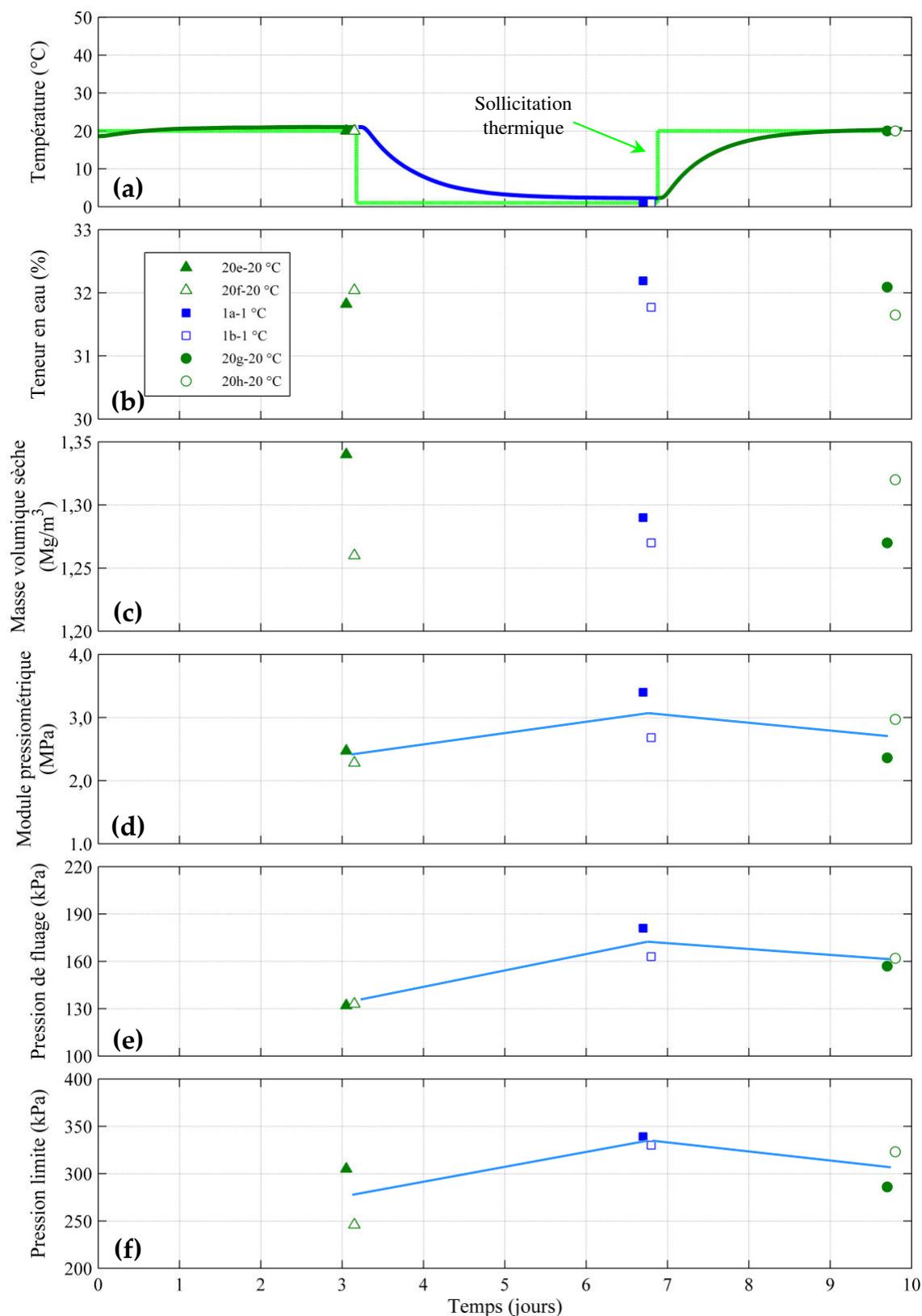


Figure IV.28. Paramètres de l'essai de refroidissement de 20 à 1 °C : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.

IV.3.3. Chemin thermique : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40 °C)

Le troisième massif a été compacté à la température ambiante (environ 20 °C) puis successivement porté à 1 et 40 °C (2,5 cycles). La Figure IV.29 montre l'évolution de la température au niveau de la sonde S5, chaque palier dure au minimum 70h. Les essais pressiométriques, respectivement nommés 1c, 40c, 1d, 40d, 1e et 40e, sont réalisés à la fin de chaque palier.

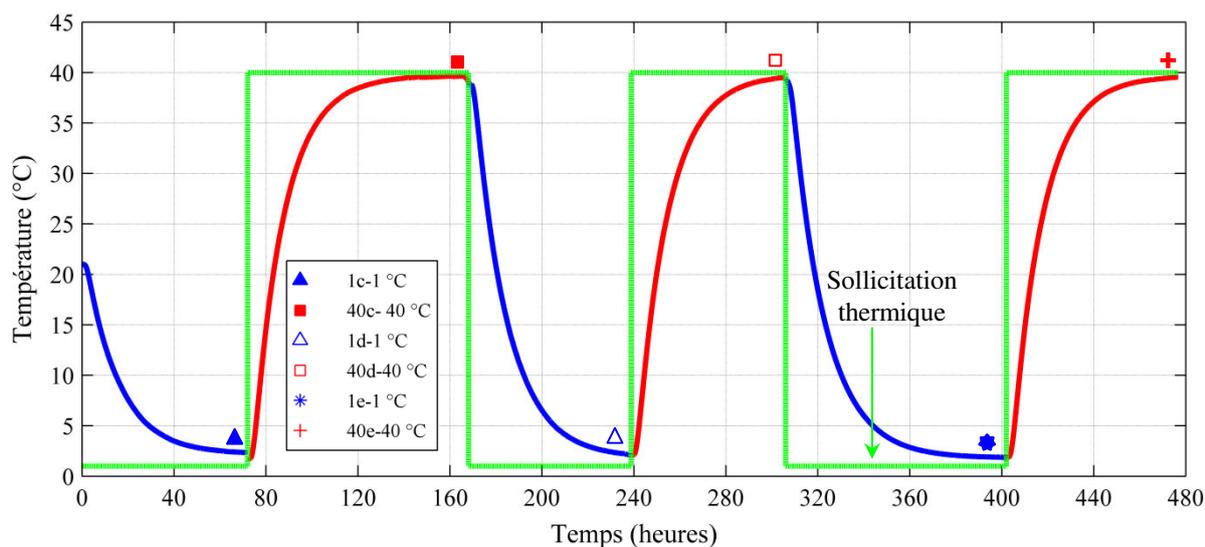


Figure IV.29. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.

Les échantillons collectés par carottage avant chaque essai montrent que les teneurs en eau sont comprises entre 30,2% et 32,5% ($w_{visée} = 31,3\%$), tandis que les masses volumiques sèches varient de 1,17 à 1,37 Mg/m³ ($\rho_{d,visée} = 1,29 \text{ Mg/m}^3$) (Figure IV.30). La teneur en eau moyenne dans la zone de réalisation de l'essai (de 200 à 580 mm de profondeur) est homogène et de l'ordre de $31,3 \pm 0,3\%$. En revanche, on note, en fonction de l'essai réalisé, une différence de masse volumique sèche moyenne ($\rho_{d,moyen}$) dans la zone de réalisation de l'essai. Ainsi le $\rho_{d,moyen}$ pour les essais 40c et 40d est de $1,29 \pm 0,01 \text{ Mg/m}^3$ tandis que le $\rho_{d,moyen}$ pour les autres essais est de $1,25 \pm 0,01 \text{ Mg/m}^3$. Cette différence au sein de la même série d'essais pourrait avoir une influence sur l'exploitation des résultats.

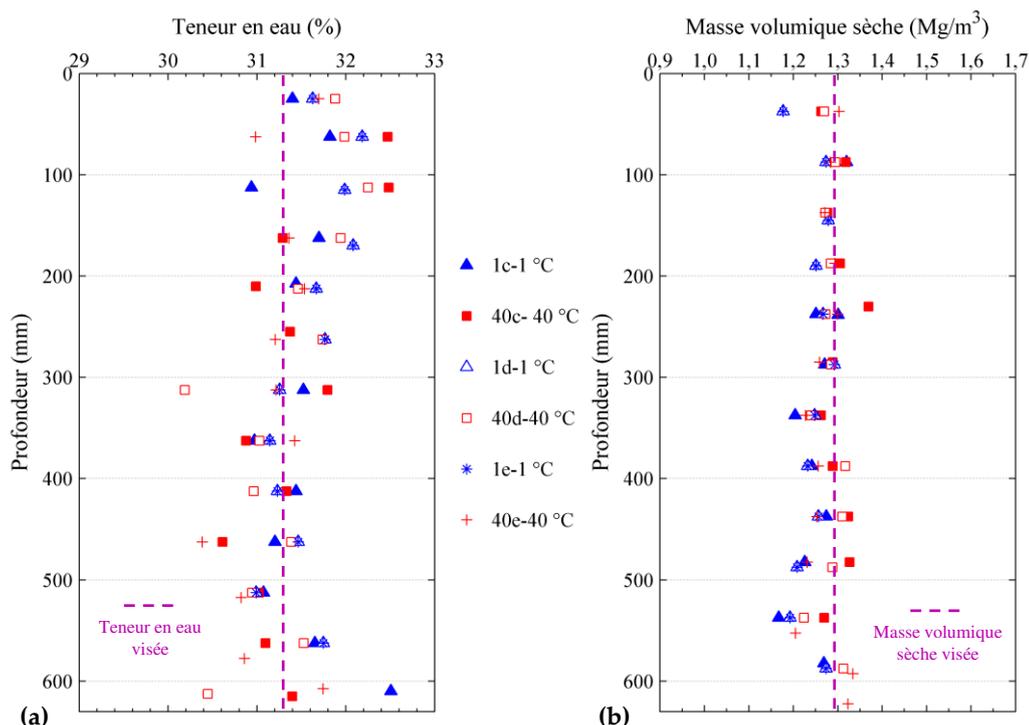


Figure IV.30. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.

L'essai 1c, jugé inexploitable à cause d'une fuite, a été retiré de la série d'analyse. Les résultats des cinq autres essais sont présentés dans la Figure IV.31.

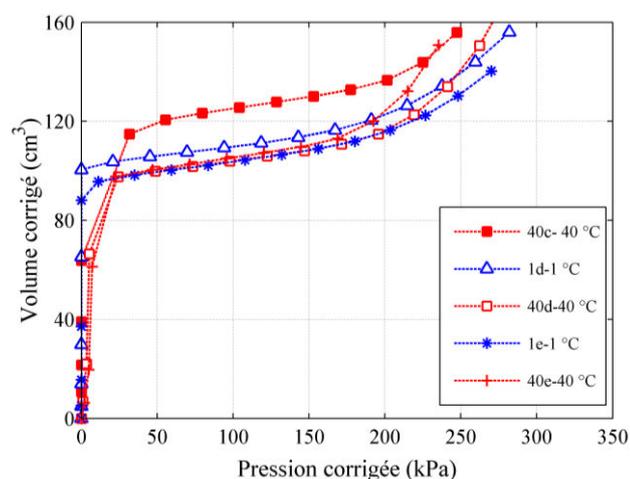


Figure IV.31. Courbes pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).

Le décalage marqué de la courbe de l'essai 40c par rapport aux autres essais est dû à des problèmes rencontrés juste avant l'essai mini-pressiométrique qui ont eu pour conséquence d'augmenter le diamètre du forage. La première partie de l'essai est donc plus longue, et décale l'ensemble de la courbe. Les autres courbes pressiométriques sont conformes aux attentes. Comme les deux autres séries d'essais effectuées, le chauffage du massif à 40 °C entraîne un écrouissage

radoucissant (softening) du sol et le refroidissement à 1 °C se traduit par un écrouissage durcissant (hardening). Le calcul des paramètres pressiométriques permettra la comparaison quantitative des essais aux différentes températures.

Les modules pressiométriques (E_M), les pressions de fluage (p_f), et les pressions limites (p_l) sont présentés dans le Tableau IV.7. La Figure IV.32 montre l'évolution de l'ensemble des paramètres obtenus en fonction du temps.

Tableau IV.7. Paramètres pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).

Essai	Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	p_f (kPa)	p_l (kPa)	E_M (MPa)
40c	40	31,2	1,30	174	305	6,24
1d	1	31,5	1,24	170	357	6,97
40d	40	31,2	1,28	170	307	6,18
1e	1	31,0	1,24	160	344	6,16
40e	40	31,1	1,25	153	276	5,76

Les teneurs en eau moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) ne varient que de moins de 0,5%, ce qui montre l'homogénéité de la teneur en eau du massif (Figure IV.32b). Les masses volumiques sèches moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) montrent une variation dans l'espace ou au cours du temps avec les valeurs plus importantes pour les essais 40c et 40d (Figure IV.32c). Cette variation pourrait être due à un défaut d'homogénéité du compactage ou à une variation de volume lors de la sollicitation thermique.

Avant de commenter les valeurs des paramètres pressiométriques et leurs variations, il faut préciser qu'avant le premier essai présenté ici (essai 40c à 40 °C), le massif était initialement à 20 °C, puis porté à 1 °C, ainsi, le sol a parcouru un chemin thermique dans son histoire (20-1-40 °C) avant l'essai 40c. Cette histoire thermique influence les résultats des essais qui leur ont succédé.

Les valeurs de p_f varient peu pour les essais 1e et 40e (Figure IV.32e). La valeur de p_l augmente clairement lors du refroidissement à 1 °C et diminue lors du chauffage à 40 °C (Figure IV.32f), ce qui confirme les résultats des deux précédentes séries d'essais : les paramètres pressiométriques diminuent avec l'augmentation de la température. Toutefois l'effet de la température observé lors de cette série est plus faible que lors des séries précédentes. Ce faible écart pourrait être lié à l'histoire thermique expliqué dans le paragraphe précédent ou aux différences de masse volumique sèche entre les essais de cette série. En effet, une augmentation de ρ_d provoquerait une augmentation des paramètres pressiométriques. Ainsi, pour les essais 40c et 40d réalisés à des ρ_d plus importantes, l'effet mesuré de la température pour cette série est inférieur à l'effet attendu.

Comme les deux précédentes séries d'essais, la variation de E_M en fonction de la température est faible. Toutefois, il y a une légère augmentation lors du refroidissement pour l'essai 1d.

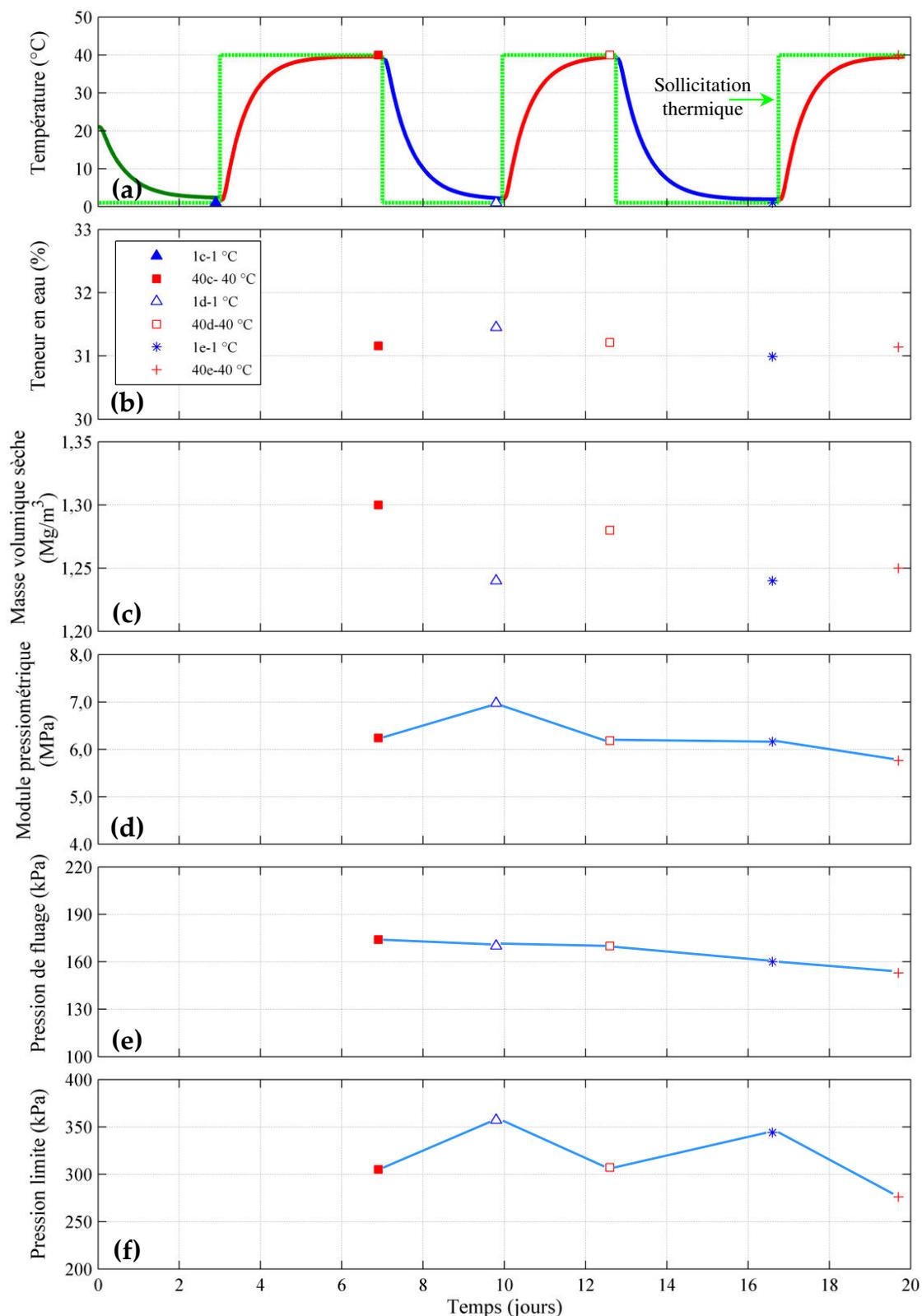


Figure IV.32. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) température, (b) teneur en eau moyenne, (c) masse volumique sèche moyenne, (d) module pressiométrique, (e) pression de fluage, (f) pression limite.

IV.3.4. Chemin thermique : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1 °C)

La quatrième série d'essai, réalisée sur un nouveau massif, comprend des essais à 20, 1 et 40 °C. La température initiale du massif est de 20 °C puis le massif est successivement porté à 1 °C et 40 °C, chaque palier dure au moins 70h. Des essais pressiométriques sont réalisés à la fin des 4 premiers paliers et des 2 derniers paliers. La Figure IV.33 montre l'évolution de la température au niveau de la sonde S5, l'équilibre thermique est atteint pour chaque palier avant la réalisation de l'essai mini-pressiométrique. L'acquisition de la température au cours du 5^e palier n'a pas pu être réalisée pour des raisons techniques, les résultats représentés en pointillés sur la figure sont extrapolés. Les essais successifs dans ce massif sont nommés 20i, 1f, 40f, 1g, et après 1,5 cycles thermique sans faire d'essai, 40g et enfin 1h.

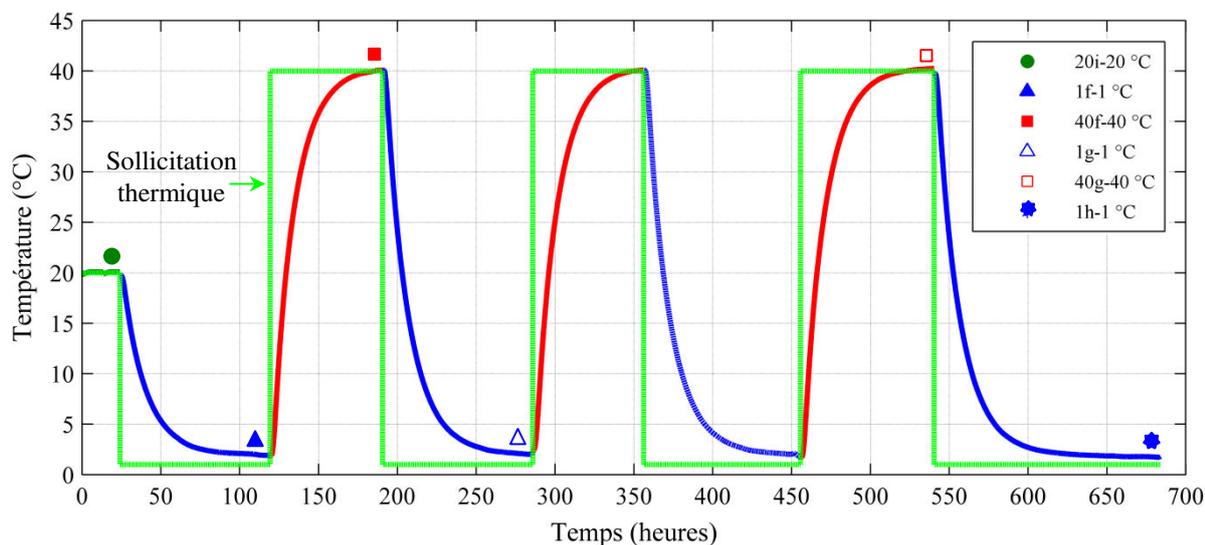


Figure IV.33. Évolution de la température au sein du massif à 150 mm du bord de la cuve et la chronologie des essais.

Les échantillons collectés par carottage avant chaque essai montrent que les teneurs en eau sont comprises entre 29,7% et 32,7% ($w_{visée} = 31,3\%$), tandis que les masses volumiques sèches varient de 1,17 à 1,32 Mg/m³ ($\rho_{d,visée} = 1,29$ Mg/m³) (Figure IV.34). La masse volumique sèche moyenne, dans la zone de réalisation de l'essai (de 200 à 580 mm de profondeur) est de $1,25 \pm 0,03$ Mg/m³ et la teneur en eau moyenne est de $31,6 \pm 0,6\%$.

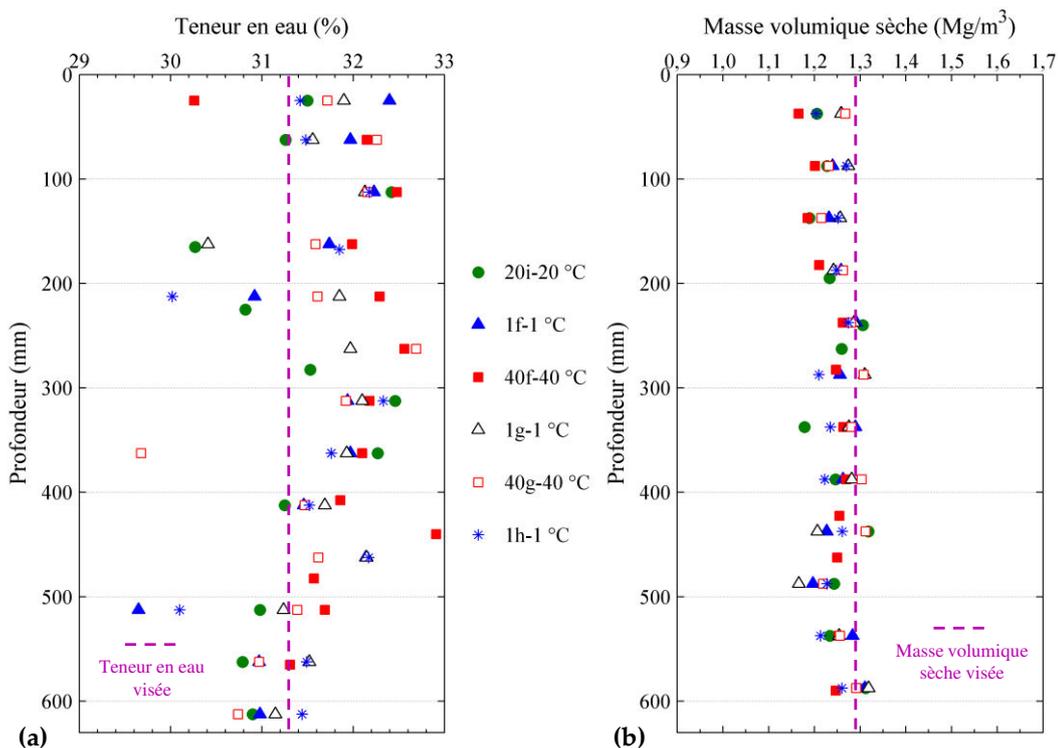


Figure IV.34. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1-40 °C) : (a) profils de la teneur en eau ; (b) profils de la masse volumique sèche.

Les courbes pressiométriques sont présentées dans la Figure IV.35, leur typologie est conforme à la succession des 3 domaines pressiométriques. En accord avec les précédentes séries, pour les essais à 40 °C a lieu un radoucissement (softening) et pour les essais à 1 °C un durcissement (hardening) est observé, quel que soit l'ordre des essais.

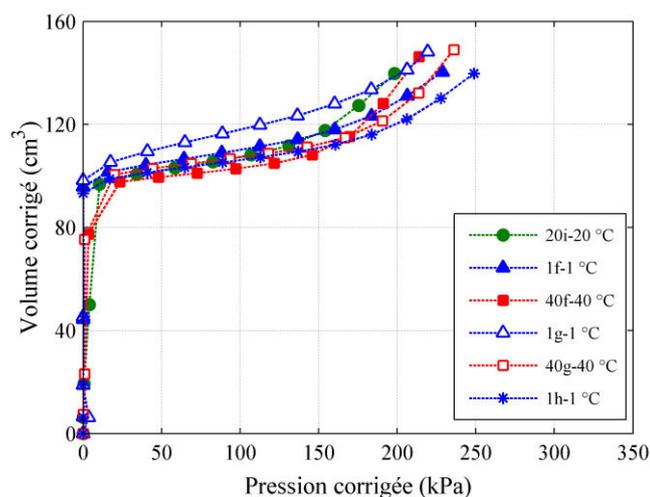


Figure IV.35. Courbes pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).

Les paramètres pressiométriques (E_M , p_f et p_l) calculés sont présentés dans le Tableau IV.8 et l'évolution de l'ensemble des paramètres obtenus en fonction du temps est illustrée dans la Figure IV.36.

Tableau IV.8. Paramètres pressiométriques : essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C).

Essai	Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	p_f (kPa)	p_l (kPa)	E_M (MPa)
20i	20	31,4	1,25	103	240	5,51
1f	1	31,4	1,26	124	303	5,73
40f	40	32,1	1,25	125	236	7,68
1g	1	31,7	1,25	123	337	4,16
40g	40	31,5	1,28	143	270	6,85
1h	1	31,6	1,24	133	310	5,66

Les teneurs en eau moyennes et les masses volumiques sèches moyennes (de 200 à 580 mm de profondeur) ne varient que peu en fonction du temps. Donc le massif est homogène (Figure IV.36b et Figure IV.36c).

La valeur p_f a légèrement augmenté avec le refroidissement de 20 à 1 °C, ensuite elle est restée quasiment constante lors des cycles de chauffage/refroidissement (1-40-1 °C) sauf pour l'essai 40g (Figure IV.36e). Les valeurs de p_l ont augmenté lors des cycles de chauffage/refroidissement (1-40-1 °C) (Figure IV.36f), ces résultats sont en accord avec les résultats des séries d'essais précédentes qui ont montré une augmentation des paramètres pressiométriques (écrouissage durcissant) avec le refroidissement et une diminution des paramètres pressiométriques (écrouissage radoucissant) avec le chauffage. L'effet de la température sur la pression limite semble partiellement réversible.

Comme pour les essais dans les autres massifs, le refroidissement et le chauffage ont un impact sur E_M (Tableau IV.8) mais qui s'avère complexe. Les valeurs de E_M à 40 °C sont plus grandes qu'aux autres températures (20 et 1 °C), ce qui est le contraire du comportement attendu, car le module pressiométrique (E_M) devrait diminuer avec l'augmentation de la température dû au radoucissement thermique.

L'effet des cycles thermiques sur les paramètres pressiométriques (E_M , p_f , p_l) sera discuté dans la partie IV.4.

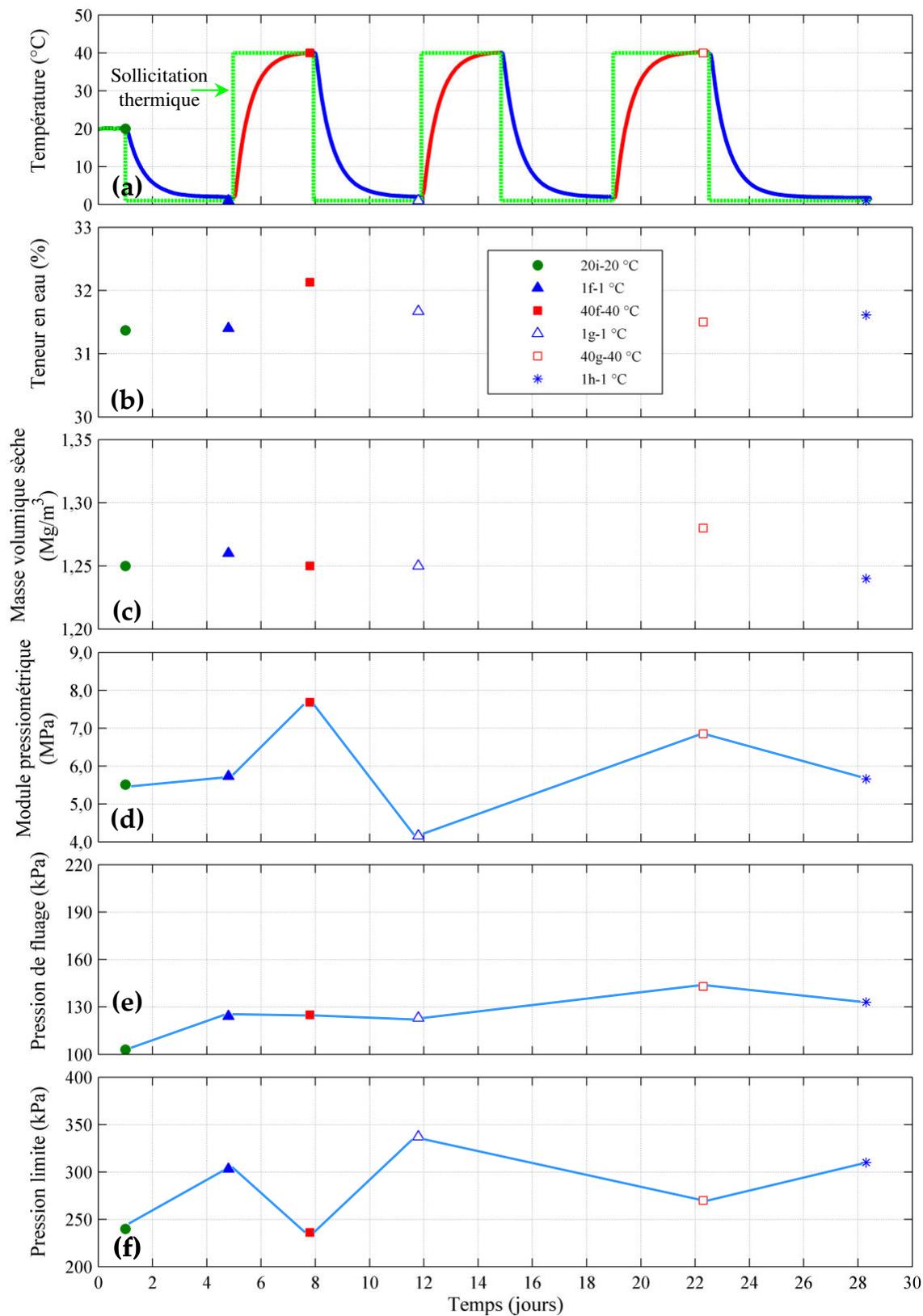


Figure IV.36. Paramètres de l'essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C) : (a) température ; (b) teneur en eau moyenne ; (c) masse volumique sèche moyenne ; (d) module pressiométrique ; (e) pression de fluage ; (f) pression limite.

IV.4. Discussion des résultats

Dans les parties précédentes, les résultats pressiométriques obtenus pour les 4 séries d'essais effectués sont présentés. L'objectif de cette partie est de synthétiser les résultats et d'en conclure l'effet d'une sollicitation thermique monotone et cyclique sur les paramètres pressiométriques.

IV.4.1. Effet d'un cycle de température

Les deux premières séries d'essais de chauffage-refroidissement (20-40-20 °C) et de refroidissement-chauffage (20-1-20 °C) font l'objet de l'étude de l'effet d'un cycle de température. La préparation d'un massif de 0,22 m³ rend difficile l'obtention de conditions exactement reproductibles. Ainsi, les valeurs obtenues à la fin du 1^{er} palier à 20 °C pour les deux séries d'essais, (20-40-20 °C) et (20-1-20 °C), sont différentes. Pour permettre leur comparaison, les valeurs moyennes obtenues lors du 1^{er} palier à 20 °C, $\overline{E_M}(20)$, $\overline{p_f}(20)$ et $\overline{p_l}(20)$, sont considérées comme les valeurs de référence de la série. Les autres valeurs sont divisées par les valeurs de références selon les équations (IV.10), (IV.11) et (IV.12), ce qui permet de normaliser les résultats.

$$E_{n.M} = \frac{E_M(T)}{E_M(20)} \quad (\text{IV.10})$$

$$p_{n.f} = \frac{p_f(T)}{p_f(20)} \quad (\text{IV.11})$$

$$p_{n.l} = \frac{p_l(T)}{p_l(20)} \quad (\text{IV.12})$$

Tableau IV.9. Paramètres pressiométriques réduits $E_{n.M}$, $p_{n.f}$ et $p_{n.l}$ pour la 1^{ère} et la 2^{ème} série d'essais.

Essai	Température (°C)	$E_{n.M} (-)$	$p_{n.f} (-)$	$p_{n.l} (-)$
20b	20	1,00	1,00	1,00
40a	40	1,17	0,86	0,91
40b	40	0,92	0,85	0,81
20c	20	1,28	1,02	1,07
20d	20	1,10	0,92	0,99
20e	20	1,04	1,00	1,11
20f	20	0,96	1,00	0,89
1a	1	1,43	1,37	1,23
1b	1	1,13	1,23	1,20
20g	20	1,00	1,18	1,04
20h	20	1,25	1,22	1,17

La Figure IV.37 et le Tableau IV.9 regroupent les paramètres réduits calculés à partir des trois paliers de chaque série d'essais. Les valeurs à 20 °C, utilisées comme références apparaissent logiquement autour de 1. La variation des paramètres étudiés en fonction de la température illustrée dans la Figure IV.37 montre la diminution des paramètres avec l'augmentation de la température. L'effet de la température est plus prononcé sur les paramètres, $p_{n,f}$ et $p_{n,l}$. Les pourcentages d'évolution moyens, en fonction de la sollicitation thermique sont résumés dans le Tableau IV.10.

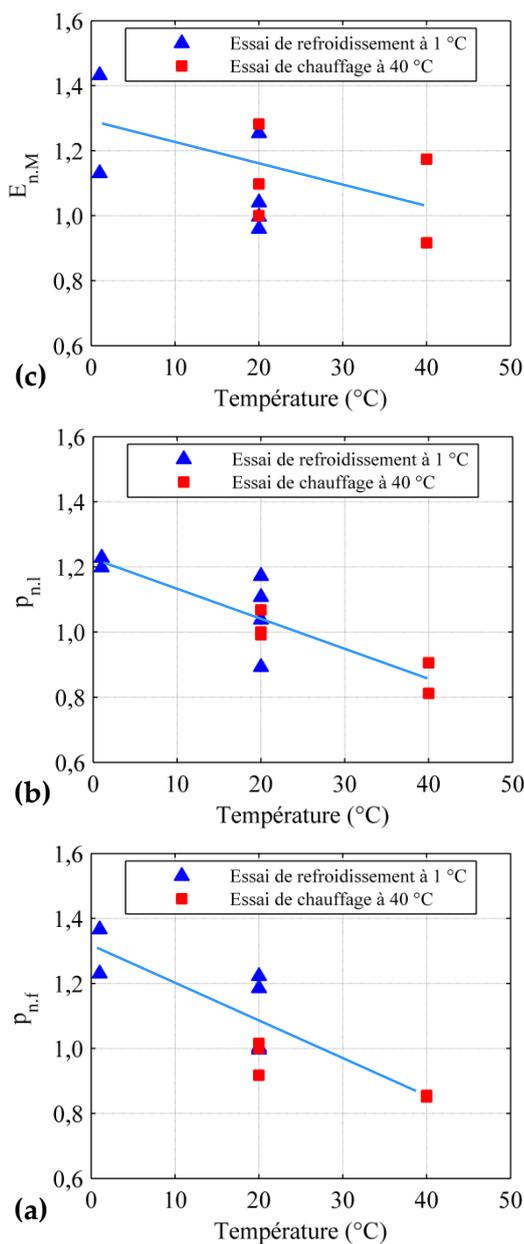


Figure IV.37. Variation des paramètres pressiométriques réduits en fonction de la température :

(a) $p_{n,f}$; (b) $p_{n,l}$; (c) $E_{n,M}$.

Tableau IV.10. Variation de p_f et p_l pour la 1^{ère} et la 2^{ème} série d'essais.

Température initiale (°C)	Température finale (°C)	Δp_f (%)	Δp_l (%)
20	1	+30	+21
1	20	-7	-9
20	40	-15	-14
40	20	+13	+20

- Un refroidissement de 20 à 1 °C augmente la valeur de $p_{n,f}$ de 30% par rapport à la référence alors que cette valeur diminue de 7% lors du retour à 20 °C. Ainsi, le refroidissement conduit à un effet partiellement réversible sur la valeur de p_f . En ce qui concerne $p_{n,l}$, elle suit une progression similaire avec une augmentation de 21% lors du refroidissement de 20 à 1 °C et une diminution de 9% lors du retour à 20 °C.
- Un chauffage de 20 à 40 °C se traduit par une diminution de 15% de la valeur de $p_{n,f}$, tandis que le retour à 20 °C l'augmente de 13 %. La valeur de $p_{n,l}$ suit une diminution de 14% lors d'un chauffage de 20 à 40 °C et une augmentation de 20% avec le retour à 20 °C. Ainsi le chauffage diminue le domaine élastique mais au retour à 20 °C, l'effet du chauffage sur les paramètres pressiométriques est réversible.

Ainsi, pour le matériau étudié à l'état initial (la teneur en eau et la masse volumique sèche) retenu et dans les conditions de l'essai, une diminution du domaine élastique et des paramètres $p_{n,f}$ et $p_{n,l}$ est observée avec l'augmentation de la température et une augmentation du domaine élastique avec la diminution de la température est mise en évidence.

Ces résultats, obtenus pour la première fois sur les paramètres pressiométriques, sont en accord avec la contraction du domaine élastique (la surface de charge) avec l'augmentation de la température telle que décrite dans la littérature avec des essais triaxiaux ou œdométriques (Tableau IV.11). Par exemple, les essais triaxiaux réalisés par Uchaipichat & Khalili (2009) à des températures de 25 à 60 °C et sous des succions contrôlées de 0 à 300 kPa ont montré une diminution du domaine élastique avec l'augmentation de la température appelée radoucissement thermique (thermal softening) (Figure IV.38).

Tableau IV.11. Effet de l'augmentation de la température sur le domaine élastique.

Auteur	Matériau utilisé	Méthodes de mesure	S_r	Masse volumique (Mg/m^3)	Température ($^{\circ}C$)	Effet de l'augmentation de la Température
Hueckel & Baldi, (1990)	Une argile limoneuse (Pontida Silty Clay : une kaolinite)	Essai triaxial drainé	Saturé	-	20, 90	Diminution
Tanaka et al. (1997)	Illite	Essai triaxial non drainé	Saturé	-	28, 65, 100	Diminution
Graham et al. (2001)	Illite reconstitué	Essai triaxial non drainé	Saturé	-	28, 65, 100	Diminution
Cekerevac & Laloui (2004)	Kaolin	Essai triaxial drainé	Saturé	$\rho_d = 1,35$	22, 60, 90	Diminution
(Marques, 2004)	Argile de St-Roch-de-l'Achigan	Essai triaxial et œdométrique non drainé	Saturé	$\rho \cong 1,5$	10, 20, 50	Diminution
Uchaipichat & Khalili (2009)	Limone de Brouke	Essai triaxial	Non saturé	$\rho_d = 1,53$	25, 40, 60	Diminution

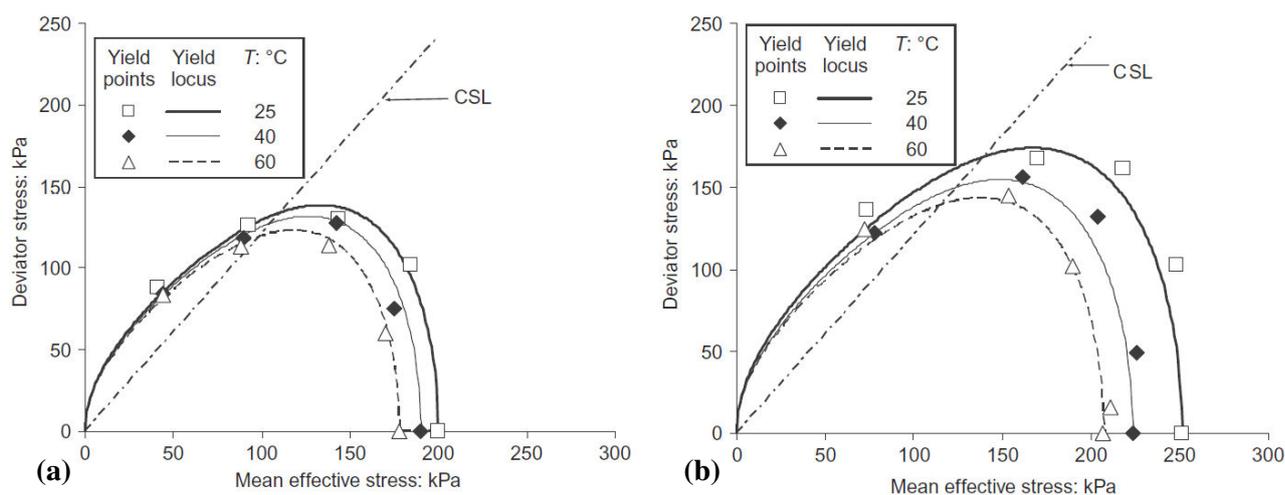


Figure IV.38. Evolution du domaine élastique en fonction de la température à deux succions :

(a) 0 kPa ; (b) 300 kPa (Uchaipichat & Khalili, 2009).

IV.4.2. Effet des cycles thermiques

Dans cette partie l'effet des cycles thermiques sur chaque paramètre pressiométrique est étudié.

IV.4.2.1. Pression de fluage p_f

La Figure IV.39 présente la variation de la pression de fluage pour toutes les séries d'essais réalisées. On retrouve tout d'abord les conclusions de la partie précédente : dans la première série d'essais (T_i de 20 °C), les valeurs de la pression de fluage obtenues à 40 °C (40a et 40b) sont plus faibles que celle obtenue à 20 °C (Figure IV.39a : ①). Pour les deux essais effectués après le retour à 20 °C (20c et 20d), p_f augmente vers sa valeur initiale à 20 °C (Figure IV.39a : ②). L'impact du chauffage est donc réversible.

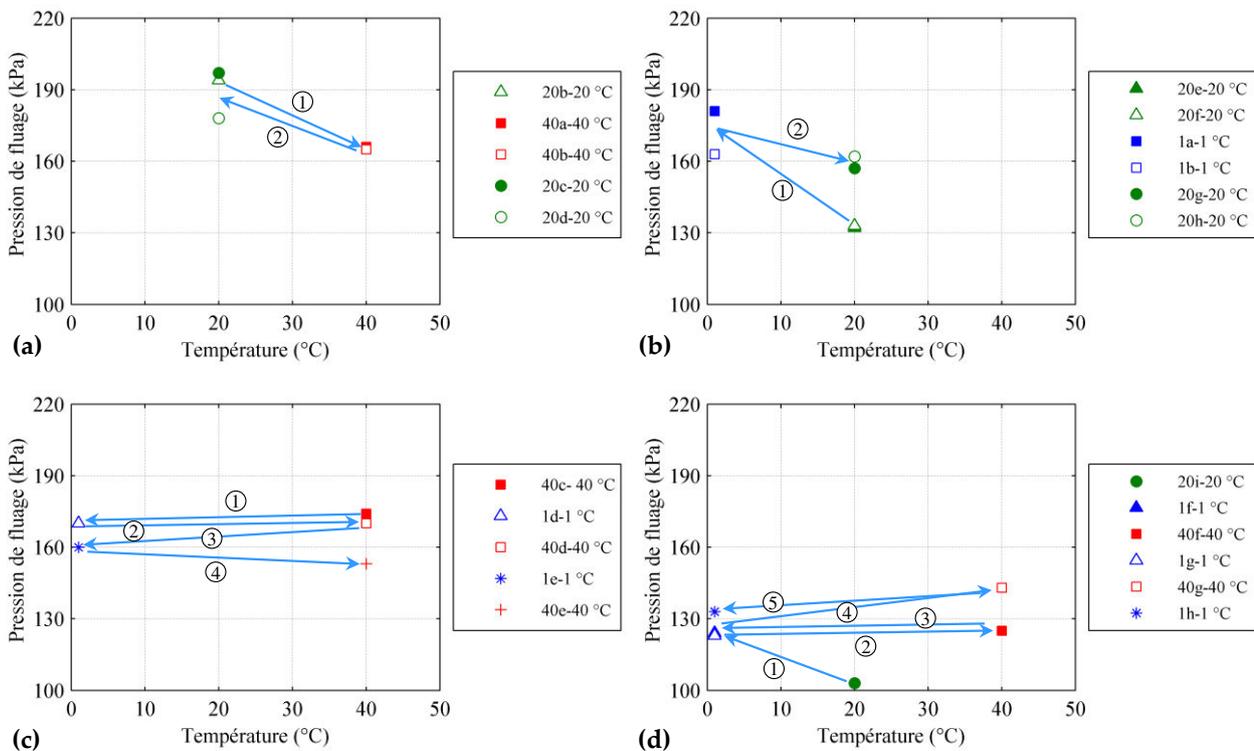


Figure IV.39. Évolution de la pression de fluage (p_f) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).

Pour la deuxième série d'essais (T_i de 20 °C), p_f moyenne augmente fortement avec le refroidissement à 1 °C (Figure IV.39b : ①) et lors du retour à 20 °C (20g et 20h), elle ne regagne pas sa valeur initiale (Figure IV.39b : ②). Pour cette série d'essai, l'impact d'un cycle thermique n'est que partiellement réversible.

Pour la troisième série d'essais (essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C)), le résultat de l'essai 1c est jugé inexploitable à cause d'une fuite, toutefois le sol a subi un chemin thermique (20-1-40 °C) avant la réalisation de l'essai 40c. La pression de fluage ne varie pas avec le refroidissement de 40 à 1 °C (Figure IV.39c : ①), elle reste quasiment constante avec le retour à 40 °C (Figure IV.39c : ②). Pour l'essai effectué à la fin du palier suivant à 1 °C (1e), il y a une légère diminution de p_f (Figure IV.39c : ③) et enfin la pression de fluage diminue avec le dernier passage à 40 °C (40e) pour atteindre la plus petite valeur de cette série d'essais (Figure IV.39c : ④). L'impact de la sollicitation thermique sur la pression de fluage est faible pour cette série d'essais. Ce faible effet pourrait être dû à l'histoire thermique du massif et le fait que le 1^{er} cycle a un impact plus important sur le massif que les suivants.

La variation de p_f au cours de la quatrième série d'essais (20-1-40-1-40-1-40-1 °C) est présentée dans la Figure IV.39d. La pression de fluage augmente avec le premier refroidissement à 1 °C (1f) comme les autres série d'essais (Figure IV.39d : ①). Ensuite, elle ne varie pas significativement ni avec le chauffage à 40 °C (Figure IV.39d : ②) ni avec le refroidissement à 1 °C (Figure IV.39d : ③) comme dans la 3^e série d'essais. Après un cycle 1-40 °C sans faire d'essai, p_f augmente lors du réchauffement suivant à 40 °C (Figure IV.39d : ④) et enfin, pour le dernier essai effectué à 1 °C (1h), il y a une légère diminution de p_f (Figure IV.39d : ⑤). L'impact de la sollicitation thermique semble important au cours du premier passage à 1 °C alors qu'à partir du deuxième cycle cet impact est moins important.

En conclusion, l'effet du premier passage à 1 °C n'est que partiellement réversible : le refroidissement laisse une trace sur le matériau. La quantification de l'effet du 1^{er} passage à 40 °C est moins documentée : seule la 1^{ère} série d'essais (essai de chauffage de 20 à 40 °C) commence par un passage à 40 °C. Le résultat montre un comportement réversible. L'effet du 1^{er} cycle thermique est plus important que les suivants. Pour les cycles suivants, l'impact semble faible ou inexistant soit pour le refroidissement soit pour le chauffage.

IV.4.2.2. Pression limite p_l

La Figure IV.40 présente la variation de la pression limite pour toutes les séries d'essais réalisées. Dans la première série (essai de chauffage de 20 à 40 °C), la pression limite moyenne obtenue à 40 °C est plus faible qu'à 20 °C (Figure IV.40a : ①). Pour les deux essais effectués à 20 °C après le passage à 40 °C (20c et 20d), p_l augmente et atteint sa valeur initiale à 20 °C (Figure IV.40a : ②). Comme pour le p_f , le passage à 40 °C a un effet réversible pour cette série d'essais comprenant un seul cycle.

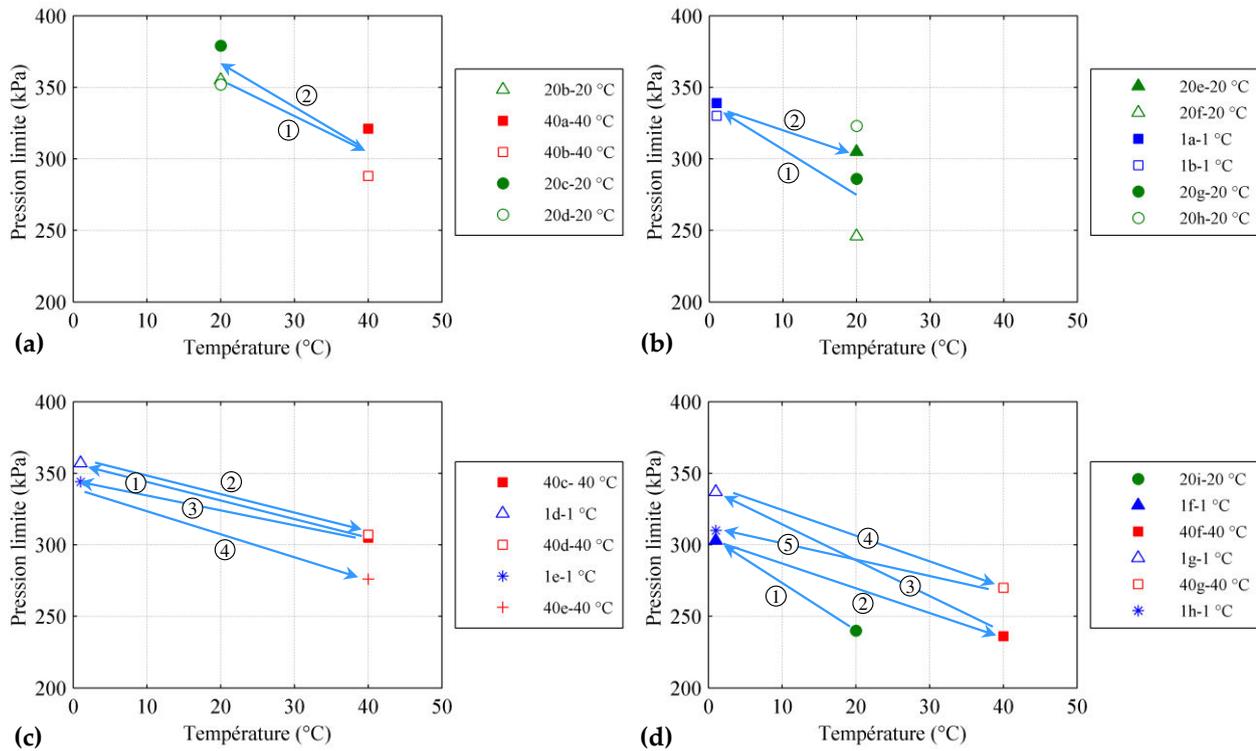


Figure IV.40. Évolution de la pression limite (p_l) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).

Pour la deuxième série (essai de refroidissement de 20 à 1 °C), p_l moyenne augmente de façon importante avec le refroidissement à 1 °C (Figure IV.40b : ①) et après le retour à 20 °C (20g et 20h), elle diminue sans atteindre les valeurs initiales à 20 °C (Figure IV.40b : ②). Pour cette série d'essai, comme pour la pression de fluage, le passage à 1 °C laisse une trace et l'effet n'est que partiellement réversible.

Pour la troisième série d'essais (essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40 °C)), la pression limite augmente avec la diminution de la température à 1 °C (Figure IV.40c : ①) puis diminue pour atteindre quasiment sa valeur initiale à 40 °C (Figure IV.40c : ②). Pour l'essai effectué à la fin du refroidissement à 1 °C (1e), la pression limite augmente (Figure IV.40c : ③) mais n'atteint pas sa valeur précédente à 1 °C et elle diminue au dernier passage à 40 °C (40e) vers la valeur la plus petite de cette série d'essais (Figure IV.40c : ④). L'impact de la sollicitation thermique sur la pression limite est partiellement réversible. Malgré le manque des résultats du premier cycle thermique (20-1-40 °C), pour tous les essais, le chauffage entraîne un radoucissement (softening) alors que le refroidissement provoque un durcissement et en regardant l'ensemble des essais, on

peut remarquer le même taux de variation de la pression limite (la pente des droites) en fonction de la température.

La variation de p_l au cours de la quatrième série d'essais (20-1-40-1-40-1 °C) est présentée dans la Figure IV.40d. La pression limite augmente quand le massif est refroidi à 1 °C comme les autres essais (Figure IV.40d : ①). Elle diminue avec le chauffage à 40 °C (Figure IV.40d : ②) avec une valeur proche de celle du premier essai à 20 °C. Si le refroidissement était totalement réversible, on atteindrait une valeur à 40 °C plus faible. Le résultat confirme donc que le premier passage à 1 °C laisse une trace sur le matériau. Le 2nd refroidissement à 1 °C (1g) montre une augmentation importante de la pression limite (Figure IV.40d : ③). Après un cycle 1-40 °C sans faire d'essai, p_l diminue lors du réchauffement suivant à 40 °C (40g) mais atteint une valeur plus importante que celle atteinte lors du passage précédent à 40 °C (Figure IV.40d : ④). Enfin, pour le dernier essai effectué à 1 °C (1h), l'augmentation de p_l (Figure IV.40d : ⑤) est plus faible, elle atteint une valeur proche du premier essai effectué à 1 °C (1f). En comparant les valeurs obtenues au cours de cette dernière série d'essai, un radoucissement et un durcissement dus à la variation de la température sont observés et la pression limite varie quasiment avec le même taux entre 1 et 40 °C. Seulement le premier essai réalisé à 20 °C (20e) a une valeur qui ne suit pas ce taux, probablement car cet essai est réalisé lors du premier cycle thermique. Cela montre qu'à partir du deuxième cycle, il y a une stabilisation et que l'effet de la température est réversible.

En conclusion, comme pour la pression de fluage, l'effet du premier passage à 1 °C laisse une trace irréversible sur le comportement du matériau alors que le premier passage à 40 °C semble réversible. Pour les cycles suivants, l'impact semble faible avec un taux de variation constant.

IV.4.2.3. Module pressiométrique E_M

La Figure IV.41 présente la variation du module pressiométrique pour toutes les séries d'essais réalisés.

Dans la première série (essai de chauffage de 20 à 40 °C), pour les deux essais à 40 °C (40a et 40b), les valeurs de E_M divergent par rapport à l'essai à 20 °C (Figure IV.41a : ①), pour un essai il augmente (40a) et pour l'autre il diminue (40b). Les valeurs obtenues pour les deux essais effectués à la fin du dernier palier à 20 °C (20c et 20d), montrent une augmentation par rapport au 1^{er} essai à 20 °C (Figure IV.41a : ②). La comparaison des valeurs moyennes de chaque palier montre l'augmentation de E_M au cours des essais quelle que soit la température.

La deuxième série (essai de refroidissement de 20 à 1 °C) montre une augmentation de E_M avec le refroidissement (Figure IV.41b : ①) et lors du retour à 20 °C la valeur de E_M diminue (Figure

IV.41b : ②). Pour cette série d'essai, E_M varie peu par rapport à la première série avec en moyenne une augmentation avec le refroidissement et une diminution lors du retour à 20 °C.

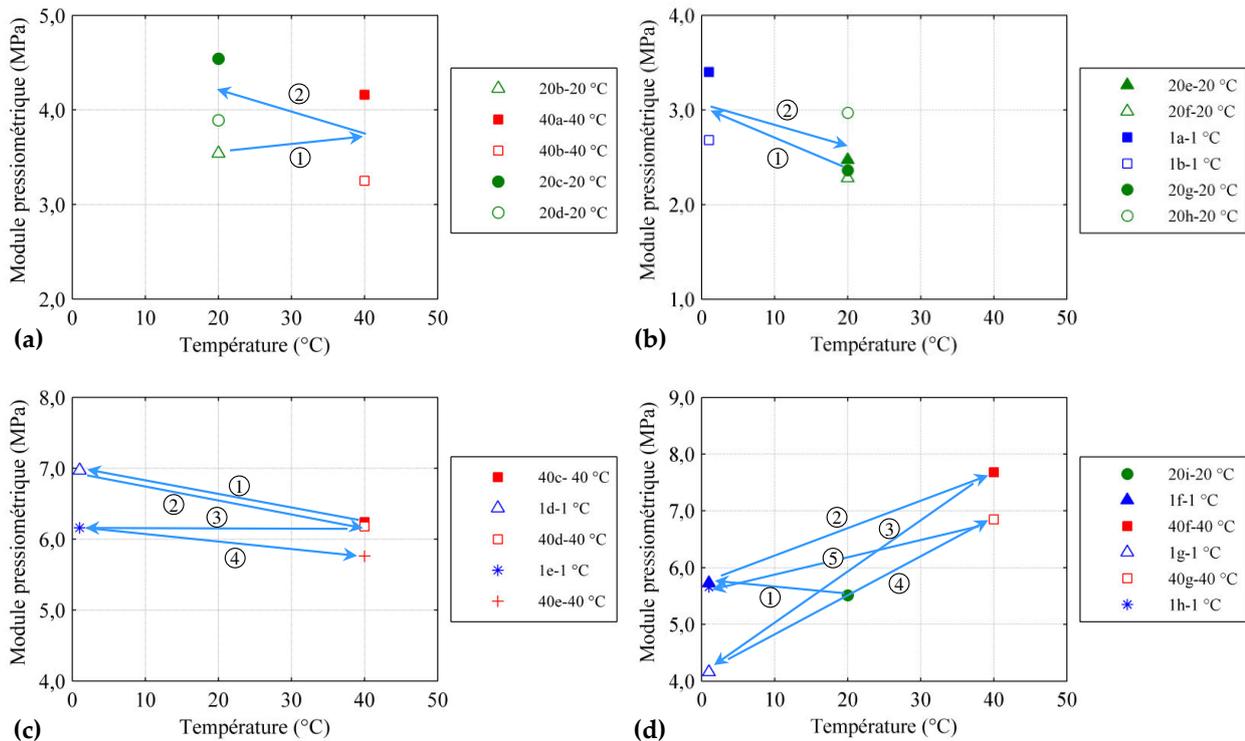


Figure IV.41. Évolution du module pressiométrique (E_M) en fonction de la température : (a) essai de chauffage de 20 à 40 °C ; (b) essai de refroidissement de 20 à 1 °C ; (c) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40 °C) ; (d) essai de cycles thermiques (20-1-40-1-40-1-40-1 °C).

La troisième série contient des cycles entre 1 et 40 °C (20-1-40-1-40-1-40 °C). Après une augmentation de E_M avec le refroidissement de 40 à 1 °C (Figure IV.41c : ①), E_M revient vers sa valeur initiale à 40 °C (Figure IV.41c : ②). Le 2nd refroidissement à 1 °C n'a pas d'effet sur la valeur de E_M (Figure IV.41b : ③) et enfin lors du dernier essai à 40 °C (40e), le module pressiométrique diminue (Figure IV.41c : ④).

La quatrième série contient également des cycles entre 1 et 40 °C (20-1-40-1-40-1-40-1 °C). La variation de E_M est beaucoup plus importante par rapport aux autres séries d'essais (Figure IV.41d). Après une faible augmentation lors du passage de 20 à 1 °C (Figure IV.41d : ①), une augmentation importante de E_M se produit avec le chauffage à 40 °C (Figure IV.41d : ②), ensuite E_M diminue vers une valeur plus faible que la valeur initiale à 1 °C (Figure IV.41d : ③). Après un cycle 1-40 °C sans faire d'essai, E_M augmente à nouveau lors du chauffage à 40 °C (40g) (Figure IV.41d : ④), mais sans atteindre la valeur du dernier passage à 40 °C. Enfin, pour le dernier essai

effectué à 1 °C (1h), le module pressiométrique diminue et rejoint le 1^{er} résultat à 1 °C (Figure IV.41d : ⑤).

La dispersion des valeurs de module pressiométrique obtenue est importante à cause de la sensibilité de ce paramètre et de son calcul aux conditions de l'essai et en particulier à la qualité du forage. Toutefois, la tendance observée est une diminution de ce module avec l'augmentation de la température sauf pour la 4^{ème} série d'essais.

IV.4.2.4. Commentaires

La comparaison des profils de teneur en eau et de masse volumique sèche a montré que lors de la 3^{ème} série d'essais, ρ_d n'a pas été parfaitement homogène. L'effet de la variation de ρ_d sur les paramètres pressiométriques s'est superposé à l'effet de la température. Même si les tendances restent les mêmes, l'amplitude de variation est perturbée par cette superposition.

Les évolutions globales de la pression de fluage montrent une augmentation de ce paramètre avec l'augmentation de la température lors du premier cycle thermique. Ce paramètre est moins sensible à partir du 2nd cycle thermique.

Les évolutions de la pression limite sont cohérentes pour toutes les séries d'essais : les valeurs de p_l augmentent systématiquement avec le refroidissement à 1 °C et diminuent systématiquement avec le chauffage à 40 °C. Cette variation est moins importante à partir du 2nd cycle thermique.

Les résultats montrent une diminution du module pressiométrique avec l'augmentation de la température sauf pour la 4^{ème} série d'essais. De plus, la précision de calcul de ce paramètre est de l'ordre de $\pm 10\%$, l'effet de la température est souvent du même ordre de grandeur que cette précision, nous concluons donc à un effet limité de la sollicitation thermique cyclique sur ce paramètre pour ce matériaux dans le cas de l'application de 3 cycles de variation de température.

IV.5. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de développer un protocole permettant la réalisation d'essai mini-pressiométriques en laboratoire, afin de quantifier l'effet des variations de température sur le module pressiométrique (E_M), la pression de fluage (p_f), et la pression limite (p_l). Les résultats des essais mini-pressiométriques réalisés sur un sol argileux (A3) compacté et de faible densité ont montré une diminution de la pression de fluage et de la pression limite avec l'augmentation de la température, autrement dit, un radoucissement thermique (thermal softening), tandis que la variation du module pressiométrique est moins marquée, probablement due à la sensibilité de ce paramètre aux conditions de l'essai et en particulier aux conditions du forage. Pour la pression de fluage (p_f), et la pression limite (p_l), les résultats tendent à montrer une réversibilité des effets de la température sur les paramètres mesurés pour un cycle de chauffage dans la gamme de température testée alors que l'effet du premier passage à 1 °C laisse toujours une trace et n'est que partiellement réversible. Pour les cycles suivants, l'effet de la variation de la température est plus faible.

La pression limite est le paramètre essentiel du calcul de la charge limite des pieux (la charge limite en pointe et l'effort total limite mobilisable par frottement latéral), donc l'évolution de ce paramètre avec la variation de la température influence nécessairement la capacité portante du sol en fonction du type du pieu et du classement du sol dans le fascicule 62, titre V.

Chapitre V

Évolution des propriétés thermiques des sols compactés

Dans les chapitres précédents, l'aspect mécanique de l'utilisation des géostructures énergétiques a été abordé et l'effet de la variation de température sur les propriétés mécaniques des sols a été investi. L'aspect thermique est également considéré comme étant important car la température d'équilibre du terrain change au cours du fonctionnement du système de géothermie et par exemple, dans les sols avec une nappe immobile, une diminution trop prononcée de la température d'équilibre par épuisement diminue la performance du système.

Les paramètres qui jouent un rôle important dans le transfert de chaleur dans le sol et la variation de la température d'équilibre sont : les propriétés thermiques du sol, la présence d'une nappe et la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine. L'objectif de ce chapitre est de mieux connaître les propriétés thermiques des sols et leur évolution. Premièrement, les propriétés thermiques sont définies, et un état de l'art est présenté. Deuxièmement, des essais expérimentaux permettent d'apprécier la variation des propriétés thermiques en fonction de l'état initial des sols. Des modèles analytiques seront utilisés afin d'évaluer leur pertinence. Enfin, une modélisation du transfert de chaleur et la comparaison avec les données expérimentales nous permettront de mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur le transfert de chaleur dans les sols.

V.1. Définition des paramètres thermiques

Dans cette partie les différentes propriétés thermiques étudiées dans ce chapitre sont définies : la conductivité thermique, la capacité thermique et la diffusivité thermique.

V.1.1. Conductivité thermique

La conductivité thermique λ en W/m.K est définie comme la quantité de chaleur transférée par unité de surface et de temps sous un gradient de température d'un Kelvin par mètre (Farouki, 1981) (Figure V.1).

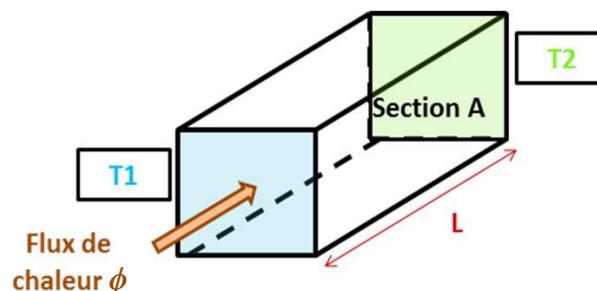


Figure V.1. Flux de chaleur à travers un élément prismatique de sol.

La conductivité thermique λ est donc donnée par l'équation (V.1):

$$\lambda = \frac{\phi L}{A(T_1 - T_2)} \quad (\text{V.1})$$

avec :

- ϕ : le flux de chaleur (W) ;
- L : la longueur de l'élément (m) ;
- A : la section de l'élément (m^2) ;
- T_1 et T_2 : les températures d'entrée et de sortie (K) ;

V.1.2. Capacité thermique

La capacité thermique est définie comme l'énergie qu'il faut apporter à un corps pour augmenter sa température d'un Kelvin. La capacité thermique volumique c_v est exprimée en $\text{J}/\text{m}^3 \cdot \text{K}$ et peut être reliée à la capacité thermique massique c ($\text{J}/\text{kg} \cdot \text{K}$) par l'équation (V.2) :

$$c_v = \rho c \quad (\text{V.2})$$

avec :

- ρ : la masse volumique (kg/m^3).

V.1.3. Diffusivité thermique

La diffusivité thermique D (m^2/s) est une grandeur physique qui caractérise la capacité d'un matériau à transmettre un signal de température d'un point à un autre de ce matériau. Elle dépend de sa conductivité thermique et de sa capacité thermique et est donnée par l'équation (V.3) :

$$D = \frac{\lambda}{\rho c} \quad (\text{V.3})$$

avec :

- λ : la conductivité thermique ($\text{W}/\text{m} \cdot \text{K}$) ;
- ρ : la masse volumique (kg/m^3) ;
- c : la capacité thermique massique ($\text{J}/\text{kg} \cdot \text{K}$).

V.1.4. Ordres de grandeur des paramètres thermiques

L'ensemble des valeurs des paramètres thermiques et leur intervalle acceptable donnés par Fromentin & Pahud (1997) a été réuni dans le Tableau V.1.

Tableau V.1. Intervalles de valeurs des paramètres thermiques de différents types de sols
(Fromentin & Pahud, 1997).

Sol	Conductivité thermique λ (W/m.K)		Capacité thermique volumique c_v (J/m ³ .K)	
	Sec	Saturé	Sec	Saturé
Argiles	0,2-0,3	1,1-1,6	0,3-0,6	2,1-3,2
Limons	0,2-0,3	1,2-2,5	0,6-1,0	2,1-2,4
Sables	0,3-0,4	1,7-3,2	1,0-1,3	2,2-2,4
Graviers	0,3-0,4	1,8-3,3	1,2-1,6	2,2-2,4

V.2. État de l'art : variation des propriétés thermiques

Les propriétés thermiques et plus particulièrement la conductivité thermique des sols est fonction des paramètres du sol. Dans cette partie l'influence de la minéralogie, de la teneur en eau, de la masse volumique et de la structure des sols sur ses propriétés thermiques sera présentée en commençant par les constituants du sol séparément et ensuite leur assemblage.

V.2.1. Effet liés aux composants du sol

Les propriétés thermiques de chacun des composants du sol (air, liquide et grains solides) influencent les propriétés thermiques de l'ensemble du sol. Ici, la conductivité thermique des minéraux est présentée dans la première partie puis les propriétés thermiques de l'eau et de l'air sont présentées.

V.2.1.1. Fraction solide du sol

Les sols contiennent des grains solides composés de minéraux variés, dont la conductivité thermique évolue avec la température et le sens de propagation de la chaleur par rapport l'orientation des feuillets. Les particules grossières d'un sol sont souvent composées de quartz et/ou d'autres minéraux tels que le feldspath plagioclase et le pyroxène tandis que la fraction fine peut contenir des minéraux argileux (i.e. la kaolinite, l'illite, la montmorillonite) et/ou du feldspath, du mica, du quartz, de la calcite ou d'autres minéraux dans la gamme de taille de l'argile ou du limon (Farouki, 1981). Le Tableau V.2 présente la conductivité thermique (λ) de différents minéraux et montre une grande variabilité. Les proportions volumétriques des différents composants du sol ont une influence sur la conductivité thermique effective du sol.

Tableau V.2. Conductivité thermique de différents minéraux (Brigaud & Vasseur, 1989).

Minéral	ρ_s (g/cm ³)	λ (W/m.K)	Minéral	ρ_s (g/cm ³)	λ (W/m.K)
Quartz	2,65	7,70±0,88	Chlorite	2,78	3,26±0,25
Calcite	2,71	3,26±0,23	Smectite	2,63	1,88±0,15
Dolomite	2,87	5,33±0,26	Kaolinite	2,63	2,64±0,20
Anhydrite	2,96	6,32±0,13	Illite	2,66	1,85±0,23

V.2.1.2. Fraction hydrique et gazeuse du sol

La conductivité thermique (λ) de l'eau est influencée par des variations de la température et de la pression. La Figure V.2 montre l'évolution de la conductivité thermique de l'eau pure sous différentes pressions (IAPWS, 2011). La conductivité thermique augmente de façon non linéaire avec l'augmentation de la température. Ainsi aux températures les plus importantes, la conductivité augmente plus faiblement.

La conductivité thermique de l'eau est moins importante que celle des minéraux du sol mais plus importante que celle de l'air (0,026 W/m.K selon Farouki (1981)). Comme pour l'eau, la conductivité thermique de l'air augmente avec l'augmentation de la température et la pression (Kadoya et al. 1985).

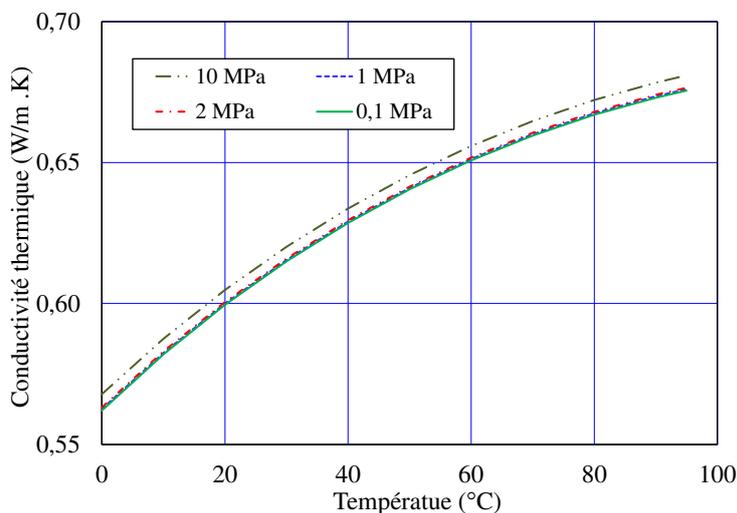


Figure V.2. Conductivité thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions (d'après IAPWS (2011)).

La variation de la capacité thermique massique (c) de l'eau évolue en fonction de la température et de la pression. Les équations de IAPWS (2011) permet de tracer par exemple la Figure V.3. Elle

diminue avec le chauffage de l'eau, atteint un minimum, puis augmente. L'écart entre les valeurs maximale et minimale est de l'ordre de 1%. La capacité thermique diminue avec l'augmentation de la pression.

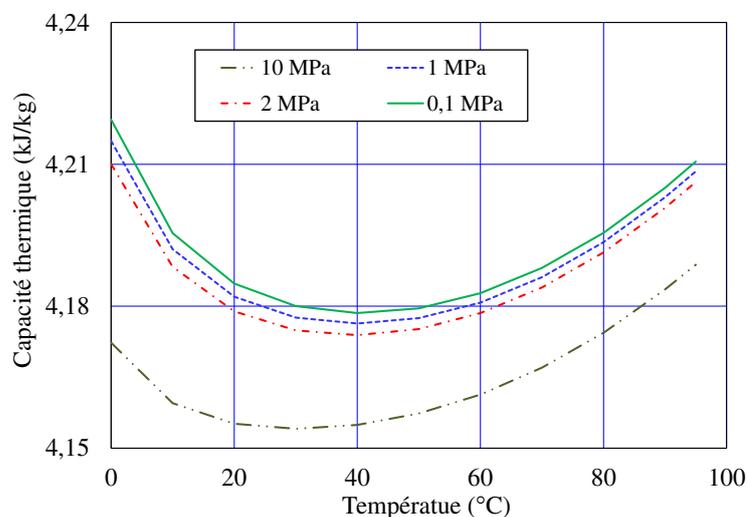


Figure V.3. Capacité thermique de l'eau pure en fonction de la température pour les différentes pressions (d'après (IAPWS, 2011)).

La capacité thermique de l'air est inférieure à celle de l'eau, de l'ordre de 1,004 kJ/kg.K rapportée par (Farouki, 1981).

V.2.2. Effet de la teneur en eau et de la masse volumique

La teneur en eau et la masse volumique sont parmi les paramètres les plus importants vis-à-vis des propriétés thermiques des sols. Dans le cas des sols compactés, ils ne peuvent pas être dissociés et c'est la raison pour laquelle ils sont traités ensemble dans cette partie.

La variation de la conductivité thermique des sols avec la masse volumique sèche et la teneur en eau a été observée sur des différents types de sol. Farouki (1981) s'est intéressé aux corrélations entre la conductivité thermique et la masse volumique sèche ou la porosité. Il explique le lien entre l'augmentation de la masse volumique sèche associée à une diminution de la porosité, et l'augmentation de la conductivité thermique majoritairement par trois facteurs structuraux :

- une augmentation de la matière solide par unité de volume ;
- une diminution de pores remplis d'air ou d'eau par unité de volume ;
- un meilleur transfert de chaleur à travers les contacts.

Abu-Hamdeh & Reeder (2000) ont mesuré la conductivité thermique en fonction des variations de teneur en eau et de masse volumique sur quatre sols : du sable, du sable limoneux, du limons et du

limons argileux. Les auteurs ont remarqué que pour tous les sols, la conductivité thermique augmente avec l'augmentation de la masse volumique. Ainsi, une baisse de porosité favorise une augmentation de conductivité thermique. De même, quand la teneur en eau augmente, la conductivité thermique augmente. De manière générale, ils ont obtenu les plus hautes conductivités thermiques pour des teneurs en eau les plus élevées. Les résultats de Tang (2005) sur la bentonite MX80, confirment une augmentation de la conductivité thermique en fonction de la masse volumique. La variation de la conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau est présentée dans la Figure V.4.

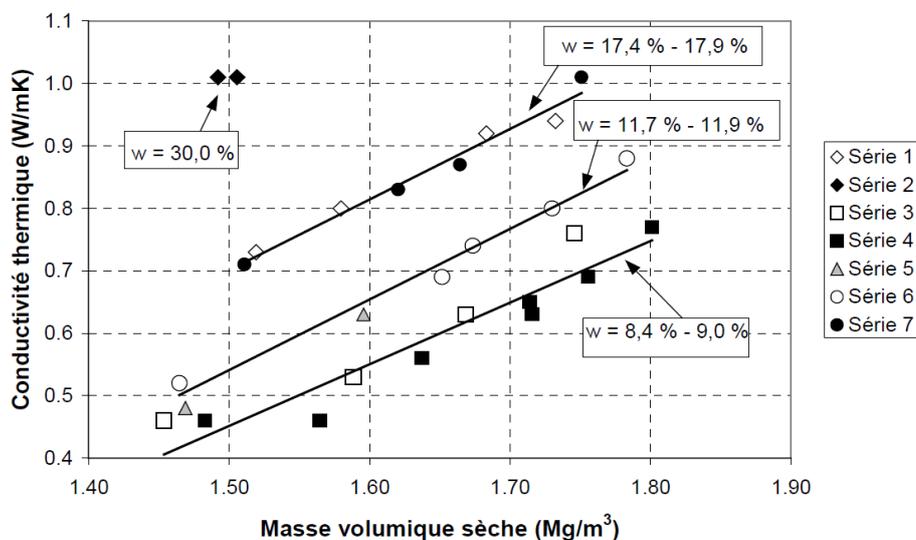


Figure V.4. Conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche (Tang, 2005).

Ekweue et al. (2006) ont relié les courbes de compactage aux courbes de conductivité thermique (Figure V.5). Les courbes présentées de haut en bas présentent les évolutions de la conductivité thermique pour des sols de moins en moins sableux et de plus en plus argileux. Les différentes courbes sur un même graphique correspondent à des teneurs en tourbe différentes. Pour tous les sols et les différentes courbes de compactage, la masse volumique et la conductivité thermique augmentent quand la teneur en eau augmente jusqu'à des valeurs maximales ρ_{max} et λ_{max} . Une fois dépassées ces valeurs, la masse volumique et la conductivité thermique diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau. Le limon sableux présente les valeurs de ρ_{max} et λ_{max} les plus importantes : la teneur en sable influence ces valeurs. La forme des courbes de λ est globalement compatible avec la forme des courbes de compactage : les courbes caractéristiques des matériaux argileux sont globalement plus écrasées que celles des limons. La teneur en tourbe a également un impact important. Les matériaux comportant les teneurs en tourbe les plus faibles présentent les ρ_d et λ les plus importantes.

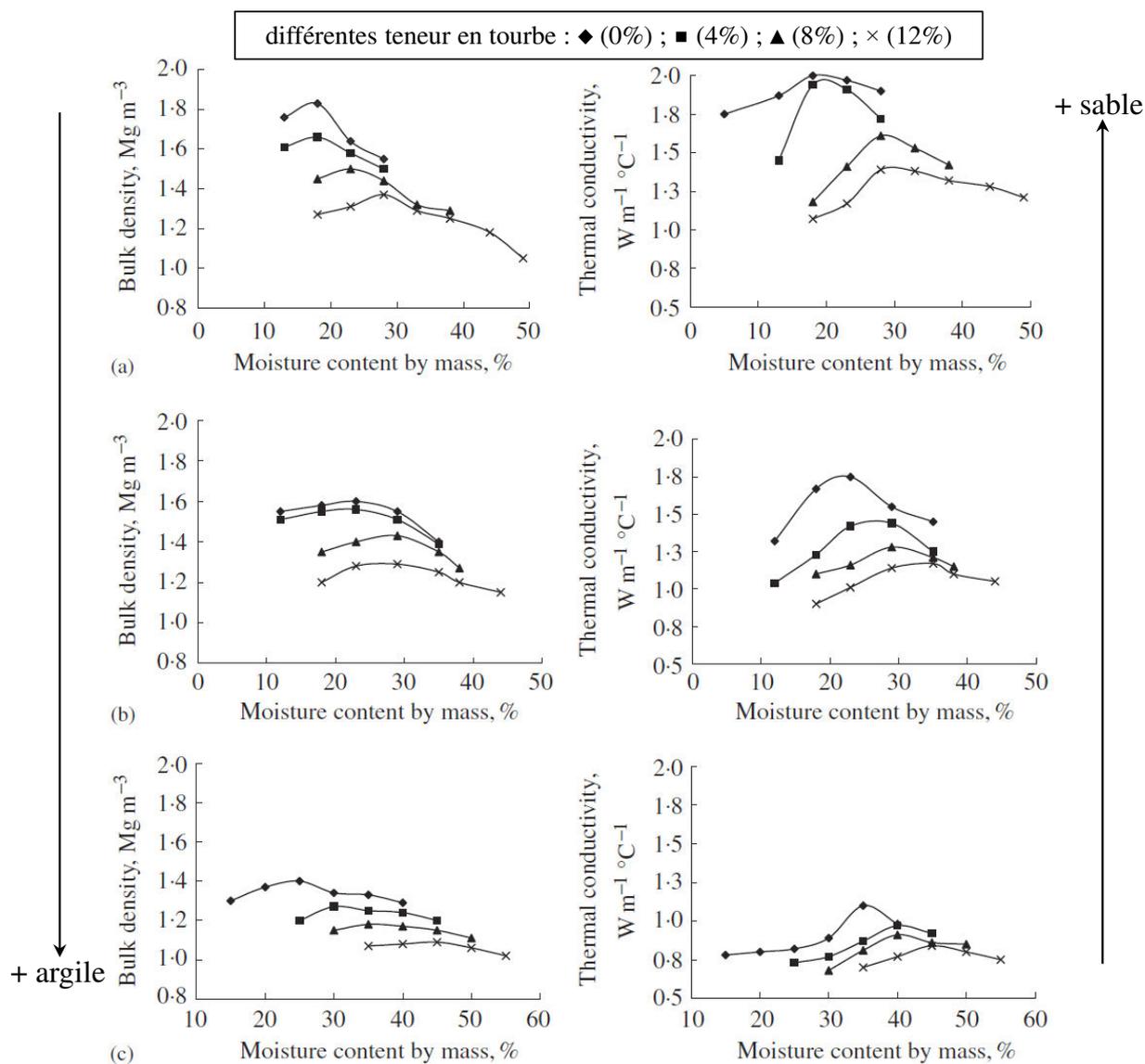


Figure V.5. Influence de la teneur en eau sur la masse volumique et la conductivité thermique : (a) Piarco (limon sableux) ; (b) Maracas (limon argileux) ; (c) Talparo (argile) (Ekwue et al., 2006).

V.2.3. Effet de la structure des sols

Le transfert de chaleur aux contacts entre les particules détermine la conductivité thermique globale du sol. Farouki (1981) montre que, quelle que soit la conductivité thermique intrinsèque du solide, la conduction de contact entre les particules de sol sera le principal facteur limitant la conduction effective de la chaleur.

Des différences dans la procédure de préparation des échantillons peuvent engendrer une différence dans la microstructure du sol compacté. Tang (2005) a montré que des éprouvettes séchées (par imposition de succion sans fissuration) ont eu une conductivité thermique plus importante que celle d'échantillons compactés directement aux teneurs en eau et masses volumiques similaires. Cela serait lié à une différence de microstructure. Cet effet est caractérisé

par des contacts plus ou moins nombreux entre les grains de sol : plus les contacts sont nombreux, plus la conductivité thermique est importante.

V.3. Étude expérimentale

Cette partie présente notre étude expérimentale mise en place pour évaluer l'influence des différents paramètres (w , ρ_d et T) sur les propriétés thermiques des matériaux retenus dans ce travail. Le protocole expérimental est tout d'abord exposé puis les résultats obtenus sont commentés.

Les objectifs sont d'étudier l'effet de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et de la nature du sol ; ainsi que l'effet couplé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à différentes températures, sur les paramètres thermiques du sol.

La pertinence de différents modèles analytiques sera étudiée sur la base de cette étude expérimentale dans la partie V.4.

V.3.1. Appareil de mesure des propriétés thermiques

Un conductimètre KD2 Pro est utilisé pour la mesure des propriétés thermique. Les différents types de sondes permettent de mesurer la conductivité thermique, la diffusivité thermique, la résistivité thermique et la capacité thermique volumique. La sonde SH-1, dédiée à la caractérisation des solides, est utilisée pour cette étude afin de déterminer la conductivité thermique (λ), la résistivité thermique (R), la diffusivité thermique (D) et la capacité thermique volumique (c_v) des éprouvettes. Cette sonde comprend deux aiguilles de 1,3 mm de diamètre et 30 mm de longueur avec 6 mm d'écartement entre les deux aiguilles (Figure V.6).

La plage de mesure et la précision sont présentées dans le Tableau V.3. Le temps de lecture par défaut pour SH-1 est de 2 minutes avec un temps de 15 minutes entre chaque mesure permettant d'attendre un équilibre de température entre l'éprouvette et la sonde.



Figure V.6. KD2 PRO et la sonde SH-1.

Tableau V.3. Plage de mesure et précision de la sonde SH-1.

Propriété	Plage de mesure	Précision
Conductivité thermique λ (W/m.K)	0,02 - 0,2	$\pm 0,01$
	0,2 - 2	$\pm 10\%$
Résistivité thermique R (C·cm/W)	50 - 5000	-
Diffusivité thermique D (mm ² /s)	0,1 - 1	$\pm 10\%$
Capacité thermique volumique c_v MJ/m ³ .K	0,5 - 4	$\pm 10\%$

V.3.2. Effet de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et de la nature du sol

Une campagne d'essais a été effectuée sur les éprouvettes illitiques et de mélange sable-illite à 50%. Tout d'abord la préparation des éprouvettes et leurs caractéristiques sont expliquées. Ensuite l'effet de la teneur en eau, de la masse volumique sèche et de la nature du sol sur les propriétés thermique des éprouvettes est discuté à travers les résultats obtenus.

V.3.2.1. Caractéristique des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur préparées par compactage statique à l'aide d'un system à double piston. Le volume du matériau à mettre dans le moule a été calculé pour chaque masse volumique et teneur en eau visées.

Une quarantaine d'éprouvettes a été préparée afin d'étudier les influences de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur le matériau illitique et un mélange sable d'Hostun-illite à 50%. Les caractéristiques des matériaux sont présentées dans le Tableau V.4 et le Tableau V.5.

V.3.2.2. Résultats

Afin de quantifier l'influence de la teneur en eau et la masse volumique sèche sur les propriétés thermiques, dans un premier temps, les mesures réalisées sur les éprouvettes illitiques seront présentées. Les éprouvettes réalisées avec le mélange sable-matériau illitique seront ensuite comparés à ceux du matériau illitique afin de quantifier les effets de l'ajout de sable sur les propriétés thermiques.

V.3.2.2.a. Effet de la teneur en eau et de la masse volumique sèche

Les éprouvettes illitiques sont préparées à des teneurs en eau initiales variant de 28,8 à 33,4% et des masses volumiques sèches de 1,20 à 1,52 Mg/m³ (Tableau V.4). Un aperçu des éprouvettes préparées à différentes densités est donné dans la Figure V.7.

Tableau V.4. Caractéristiques et propriétés thermiques des éprouvettes illitiques.

w_f (%)	$w_{moyenne}$ (%)	ρ_d (Mg/m ³)	λ (W/m.K)	c_v (MJ/m ³ .K)	D (mm ² /s)
29,1	28,9	1,20	0,70	2,55	0,272
29,1		1,32	0,80	2,98	0,267
28,9		1,40	0,87	3,09	0,281
28,9		1,52	0,99	3,41	0,291
28,8		1,52	1,01	3,29	0,306
31,4	30,9	1,21	0,75	2,90	0,258
31,3		1,20	0,72	2,82	0,256
31,0		1,29	0,81	3,06	0,264
31,1		1,31	0,81	3,04	0,268
30,9		1,39	0,91	3,30	0,276
30,9		1,39	0,92	3,28	0,281
30,8		1,46	0,99	3,44	0,287
30,8		1,47	0,98	3,39	0,290
29,8		1,47	0,99	3,39	0,293
33,4		1,22	0,82	3,09	0,264
33,0	32,6	1,30	0,90	3,13	0,287
32,7		1,41	0,97	3,37	0,287
31,9		1,44	0,98	3,41	0,288
32,2		1,42	0,99	3,33	0,297

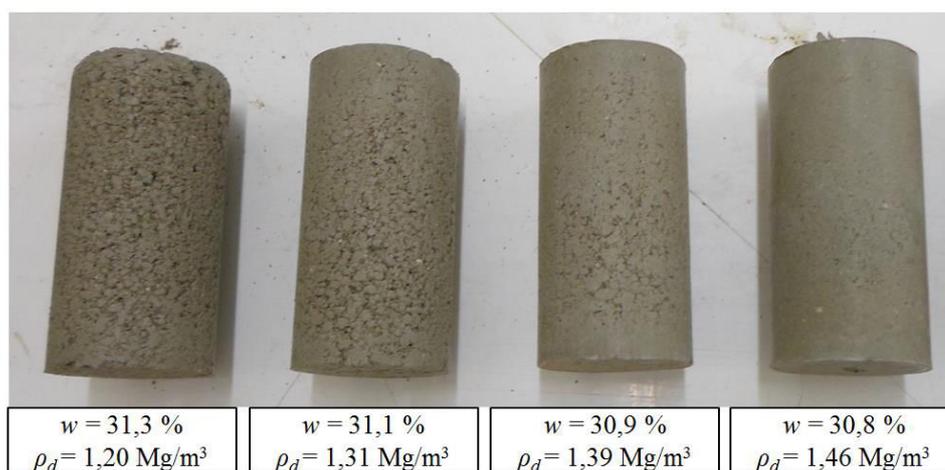


Figure V.7. Eprouvettes illitiques compactées à différentes masses volumiques sèches.

Conductivité thermique (λ)

La Figure V.8 présente les conductivités thermiques obtenues pour les éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche et à différentes teneurs en eau. Cette figure montre que,

quelle que soit la teneur en eau, la conductivité thermique augmente avec la masse volumique sèche et quelle que soit la masse volumique sèche, la conductivité thermique augmente avec la teneur en eau. Les résultats indiquent une quasi-linéarité entre la conductivité thermique et la masse volumique sèche.

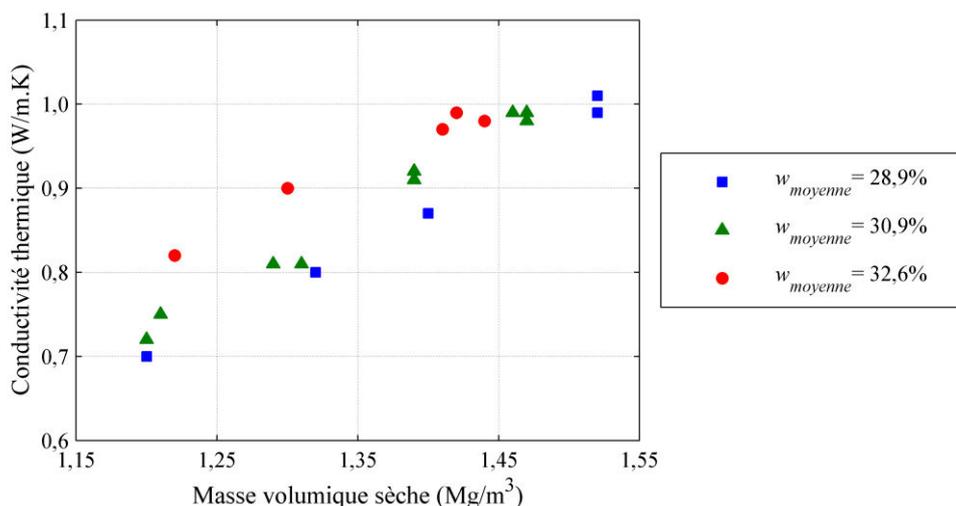


Figure V.8. Conductivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

Un deuxième mode de représentation de ces données ($\lambda - w$), proposé en Figure V.9, montre que pour des masses volumiques sèches inférieures ou égales à la masse volumique sèche à l'optimum (donnée par la courbe de compactage, $\rho_{d,max} = 1,43 \text{ Mg/m}^3$), les taux de la variation de la conductivité thermique en fonction de la teneur en eau sont quasiment identiques. En revanche, une fois $\rho_{d,max}$ dépassée, la teneur en eau influence beaucoup moins sur la conductivité thermique.

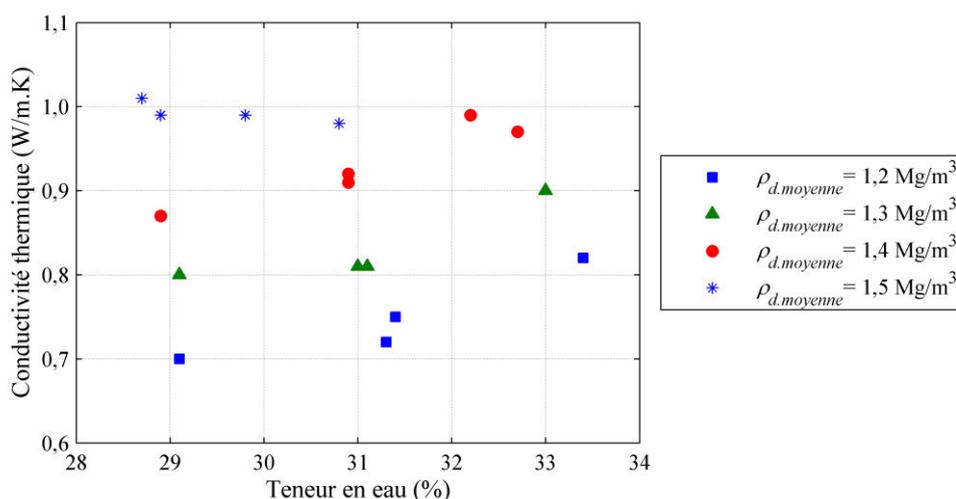


Figure V.9. Conductivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.

Capacité thermique volumique (c_v)

L'évolution de la capacité thermique volumique vis-à-vis de la teneur en eau et de la masse volumique sèche de l'éprouvette est assez similaire à celle de la conductivité thermique (Figure V.10 et Figure V.11). En effet, c_v augmente avec la masse volumique sèche et le taux d'augmentation de c_v avec l'augmentation de ρ_d diminue faiblement avec l'augmentation de la teneur en eau (Figure V.10).

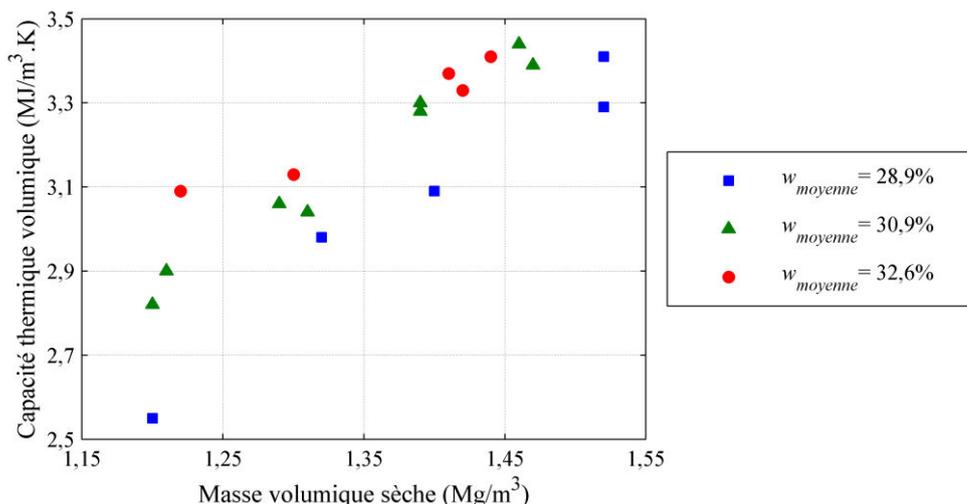


Figure V.10. Capacité thermique volumique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

La Figure V.11 montre la variation de la capacité thermique volumique en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches. c_v augmente avec l'augmentation de la teneur en eau quelle que soit la masse volumique sèche. Comme pour la conductivité thermique, une fois $\rho_{d,max}$ dépassée, la teneur en eau n'influence plus la capacité thermique volumique. À $1,5 Mg/m^3$, l'augmentation de la teneur en eau ne provoque aucune modification de c_v .

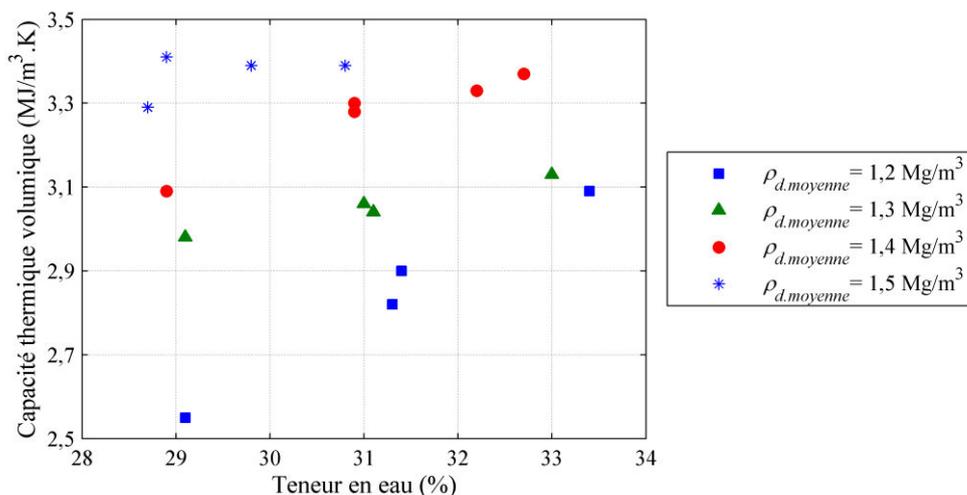


Figure V.11. Capacité thermique volumique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.

Diffusivité volumique (D)

En ce qui concerne la diffusivité thermique, elle augmente globalement avec l'augmentation de la masse volumique sèche (Figure V.12). Néanmoins, cette tendance est moins marquée que celle de la conductivité thermique et de la capacité thermique volumique. Pour la teneur en eau (Figure V.13), il est plus difficile de dégager un lien direct D et w : D semble augmenter avec la teneur en eau.

L'ensemble des données bibliographiques et expérimentales s'accordent pour dire que la teneur en eau et la masse volumique sont des paramètres essentiels pour la détermination des propriétés thermiques (cf. V.2.2). Lorsque la teneur en eau et la masse volumique sèche augmentent, la conductivité thermique, la diffusivité thermique et la capacité thermique augmentent également.

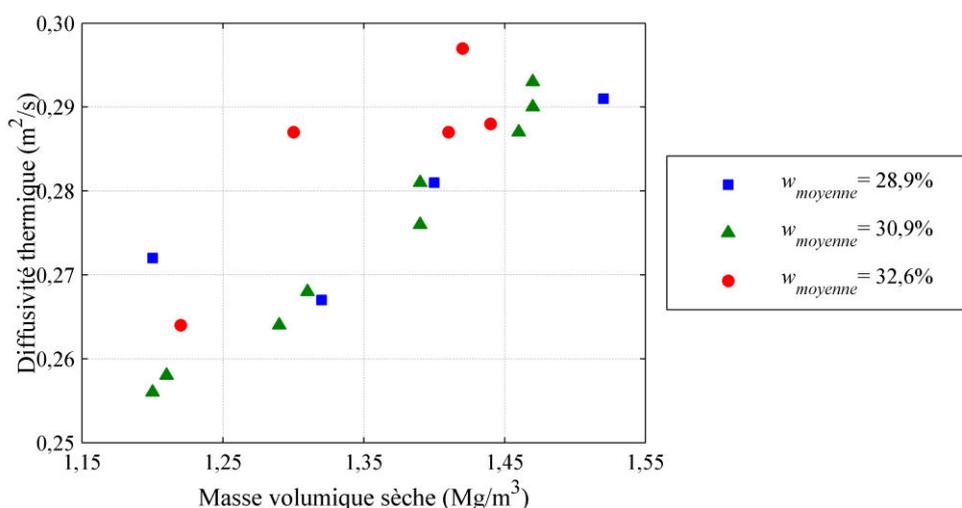


Figure V.12. Diffusivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

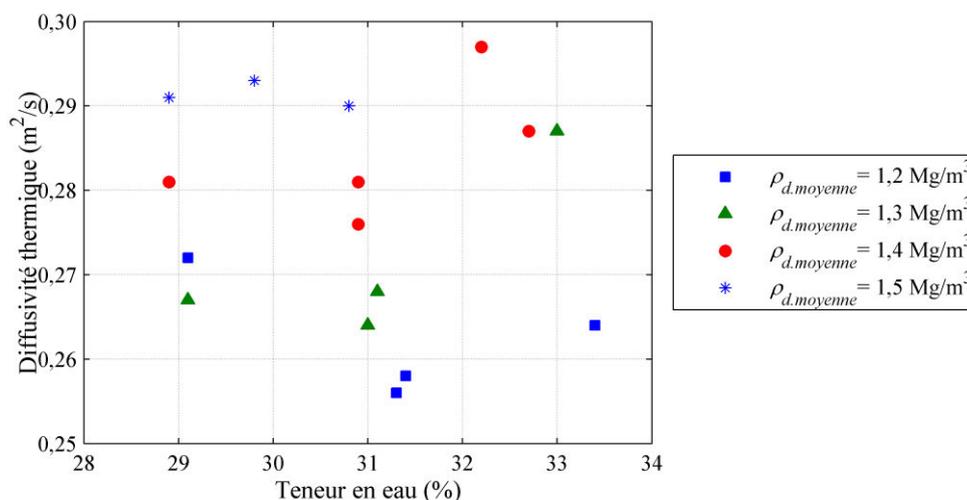


Figure V.13. Diffusivité thermique des éprouvettes illitiques en fonction de la teneur en eau pour différentes masses volumiques sèches.

V.3.2.2.b. Effet de la nature du sol

L'objectif de ce paragraphe est d'identifier les variations des propriétés thermiques engendrées par l'ajout de sable au matériau illitique. Le Tableau V.5 résume les résultats des mesures thermiques effectuées sur des échantillons d'un mélange de 50% de sable d'Hostun et 50% de matériau illitique.

Tableau V.5. Caractéristiques et propriétés thermiques des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique.

w_f (%)	$w_{moyenne}$ (%)	ρ_d (Mg/m ³)	λ (W/m.K)	c_v (MJ/m ³ .K)	D (mm ² /s)
16,7		1,54	1,33	2,58	0,509
16,8		1,63	1,52	2,69	0,564
16,7	16,9	1,70	1,69	2,88	0,589
17,2		1,79	1,84	3,01	0,588
17,0		1,79	1,77	3,29	0,589
18,8		1,55	1,46	2,71	0,540
19,0		1,62	1,59	2,85	0,556
18,7	18,8	1,67	1,68	2,97	0,565
18,9		1,71	1,75	3,04	0,576
18,5		1,73	1,78	2,99	0,595
20,5		1,55	1,55	2,93	0,531
20,3	20,4	1,67	1,72	3,06	0,564
20,6		1,68	1,72	3,05	0,563
20,3		1,70	1,82	3,24	0,565

La Figure V.14 représente la conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche à différentes teneurs en eau pour le matériau illitique et le mélange sable-illite. L'allure des variations est la même, la différence vient des intervalles de valeurs : entre 0,65 et 1,0 W/m.K pour les éprouvettes illitiques et entre 1,28 et 1,85 W/m.K pour les éprouvettes de mélange. L'ajout de sable entraîne donc une augmentation générale de la conductivité thermique du matériau (la conductivité thermique du sable est plus élevée que le matériau illitique). Ce phénomène serait dû aux différences de structure et de minéralogie des sols étudiés. Aussi, l'ajout de sable permet d'augmenter la densité du sol ce qui implique une augmentation de la conductivité thermique.

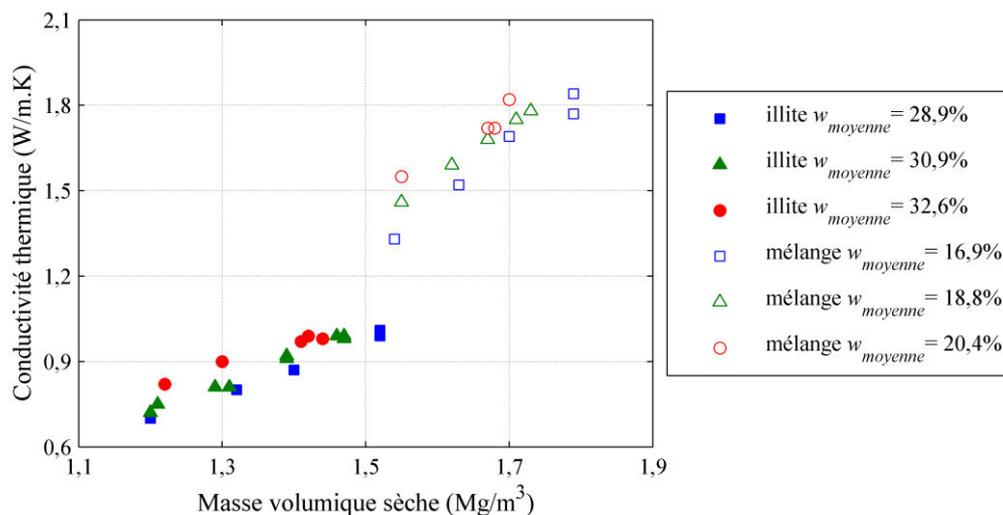


Figure V.14. Conductivité thermique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

La Figure V.15 représente la capacité thermique volumique en fonction de la masse volumique sèche à différentes teneurs en eau. Contrairement aux autres paramètres thermiques, les intervalles de valeurs sont les mêmes pour les deux types de sols : entre 2,50 et 3,40 MJ/m^3 . L'ajout de sable ne semble donc pas avoir une influence majeure sur la capacité thermique volumique.

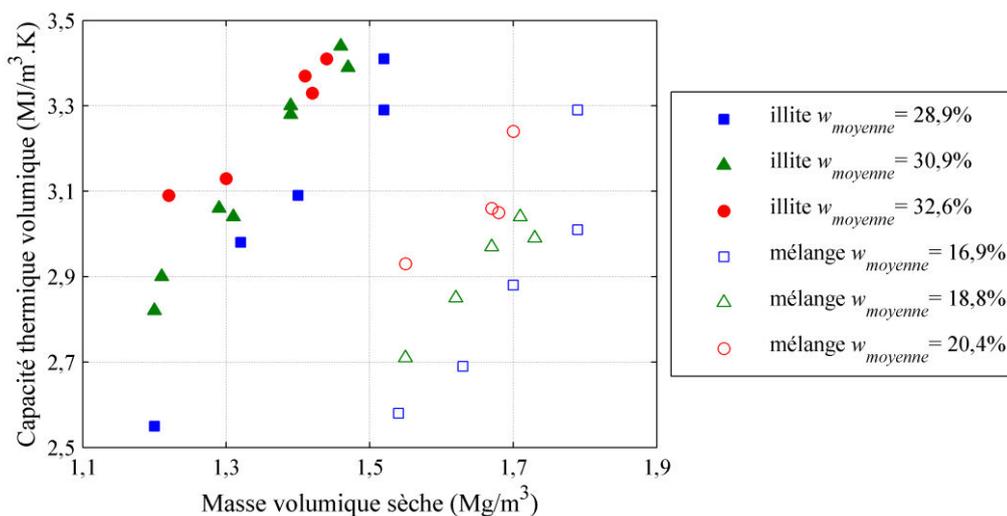


Figure V.15. Capacité thermique volumique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes de mélange sable-matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

La Figure V.16 représente la diffusivité thermique en fonction de la masse volumique sèche à différentes teneurs en eau pour le matériau illitique et le mélange sable-matériau illitique. L'augmentation de la diffusivité avec la masse volumique sèche pour le mélange est plus évidente que pour le matériau illitique. Les intervalles de valeurs diffèrent aussi : entre 0,25 et 0,30 mm^2/s

pour les éprouvettes illitiques et entre 0,50 et 0,59 mm²/s pour les éprouvettes du mélange. L'ajout de sable conduit donc à une augmentation générale de la diffusivité thermique du matériau.

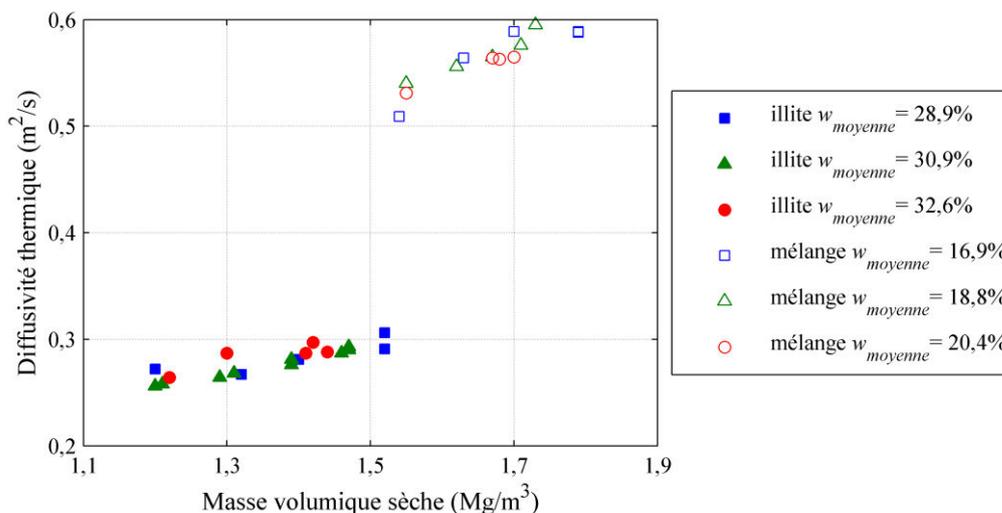


Figure V.16. Diffusivité thermique des éprouvettes de matériau illitique et des éprouvettes du mélange sable-matériau illitique (mélange) en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau.

La bibliographie a montré l'importance de la minéralogie et de la granulométrie des sols, qui entraîne une variation de la structure, sur les paramètres thermiques (cf. V.2.1et V.2.3). Cela est confirmé à travers l'étude d'éprouvettes illitiques et d'un mélange sable-matériau illitique (50/50). L'ajout de sable augmente la conductivité thermique et la diffusivité thermique. Cela peut s'expliquer de plusieurs manières :

- le sable induit une modification de la porosité et de la fraction volumique d'air ;
- la quantité de quartz influence la conductivité et la diffusivité thermiques : plus la quantité de quartz est importante plus les propriétés thermiques sont élevées.

V.3.3. Effet couplé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à différentes températures

Des mesures des propriétés thermiques ont été effectuées sur toutes les éprouvettes illitiques préparées dans le Chapitre III pour les essais mini-pénétrométriques. Les résultats nous permettent d'étudier l'effet de la température sur les propriétés thermiques (la conductivité thermique, la capacité thermique et la diffusivité thermique). Dans cette partie, tout d'abord, les éprouvettes et leurs caractéristiques sont présentées. Ensuite l'effet de la température ainsi que l'effet couplé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sont discutés.

V.3.3.1. Caractéristiques des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes de matériau illitique. Les caractéristiques du matériau sont décrites dans la partie II.2 et la préparation des éprouvettes (la mise en teneur en eau et le compactage, etc...) est décrit dans la partie III.1.1. La Figure V.17 montre la réalisation d'une mesure des propriétés thermiques d'une éprouvette dans un moule CBR au moyen de l'appareil KD2 Pro.



Figure V.17. Mesure des propriétés thermiques d'une éprouvette dans le moule CBR.

V.3.3.2. Résultats

Les propriétés thermiques (la conductivité thermique, la diffusivité thermique et la capacité calorifique volumique) des éprouvettes de matériau illitique sont présentées dans le Tableau V.6. Les teneurs en eau présentées sont les teneurs en eau finale du sol à la profondeur de réalisation de la mesure. Les parties qui suivent, reprennent et comparent les valeurs obtenues pour chaque propriété thermique.

Pour les éprouvettes à 20 °C, les teneurs en eau varient de 23,2 à 33,8% et les masses volumiques sèches varient de 1,25 à 1,43 Mg/m³. Les valeurs de λ et c_v sont les plus petites ($\lambda = 0,61$ W/m.K et $c_v = 2,43$ MJ/m³.K) pour les teneurs en eau faibles, et les plus importantes ($\lambda = 0,95$ W/m.K et $c_v = 3,43$ MJ/m³.K) pour les éprouvettes avec des teneurs en eau fortes du côté humide de l'optimum. La variation de D est de l'ordre de 0,1 mm²/s variant de 0,232 à 0,321 mm²/s.

Pour les éprouvettes à 1 °C, les teneurs en eau varient de 24,0 à 34,7% et les masses volumiques sèches varient de 1,24 à 1,42 Mg/m³. Comme à 20 °C, λ et c_v ont les valeurs plus petites ($\lambda = 0,59$ W/m.K et $c_v = 2,54$ MJ/m³.K) pour les teneurs en eau faibles et des valeurs plus importantes ($\lambda = 0,95$ W/m.K et $c_v = 3,32$ MJ/m³.K) sont obtenues pour les éprouvettes du côté humide de l'optimum. La diffusivité thermique D varie de 0,233 à 0,320 mm²/s.

Pour les éprouvettes à 40 °C, les teneurs en eau varient de 22,8 à 33,7% et les masses volumiques sèches varient de 1,23 à 1,43 Mg/m³, λ et c_v varient depuis de faibles valeurs ($\lambda = 0,72$ W/m.K et $c_v = 2,67$ MJ/m³.K) du côté sec vers les valeurs plus importantes ($\lambda = 1,00$ W/m.K et $c_v = 3,36$ MJ/m³.K) pour les éprouvettes du côté humide. D varient entre 0,256 à 0,337 mm²/s.

Les mesures à 70 °C ont été effectuées sur les éprouvettes préparées du côté sec de l'optimum. Les teneurs en eau varient de 20,5 à 26,7% et les masses volumiques sèche varient de 1,22 à 1,36 Mg/m³. λ et c_v ont des valeurs plus petites pour les plus faibles teneurs en eau et les valeurs les plus importantes pour les teneurs en eau les plus élevées.

Tableau V.6. Teneurs en eau (w) et masses volumiques sèches (ρ_d) des éprouvettes illitiques et propriétés thermiques

Température (°C)	w (%)	ρ_d (Mg/m ³)	λ (W/m.K)	c_v (MJ/m ³ .K)	D (mm ² /s)
20	23,2	1,28	0,63	2,72	0,232
	23,4	1,25	0,64	2,61	0,244
	23,7	1,25	0,67	2,58	0,245
	23,7	1,27	0,61	2,46	0,247
	25,0	1,26	0,70	2,68	0,262
	25,7	1,33	0,82	3,03	0,270
	25,8	1,30	0,76	2,43	0,312
	26,0	1,29	0,73	2,61	0,281
	26,8	1,30	0,77	2,82	0,273
	27,2	1,39	0,93	2,90	0,321
	27,7	1,40	0,91	3,20	0,285
	27,8	1,34	0,86	3,13	0,273
	29,3	1,43	0,87	3,43	0,254
	29,5	1,38	0,94	3,42	0,282
	30,1	1,40	0,82	3,22	0,255
	31,2	1,42	0,92	3,19	0,290
	31,6	1,43	0,94	3,33	0,283
	31,6	1,40	0,95	3,17	0,299
	32,3	1,39	0,95	3,40	0,284
	33,8	1,36	0,93	3,42	0,271
1	24,0	1,24	0,59	2,54	0,233
	25,5	1,25	0,67	2,68	0,250
	26,8	1,29	0,73	3,02	0,242
	28,1	1,33	0,81	2,94	0,277
	28,7	1,37	0,83	2,85	0,292
	29,0	1,31	0,89	3,18	0,280
	29,3	1,36	0,83	3,27	0,255
	30,2	1,39	0,93	3,20	0,291
	30,4	1,39	0,89	2,79	0,320
	31,5	1,42	0,92	3,25	0,283
	32,0	1,39	0,95	3,23	0,293
	32,2	1,42	0,90	3,32	0,272
	32,2	1,41	0,92	3,13	0,293
	34,1	1,39	0,93	3,30	0,283
	34,4	1,38	0,93	3,10	0,301
	34,7	1,36	0,91	3,21	0,284
40	22,8	1,27	0,72	2,80	0,256
	23,7	1,23	0,74	2,77	0,266
	24,8	1,26	0,73	2,67	0,274
	27,9	1,31	0,93	2,75	0,337
	29,1	1,39	0,95	3,04	-
	29,2	1,37	0,96	2,86	0,337
	30,1	1,42	1,00	3,15	0,276
	30,4	1,43	0,87	3,34	0,298
	31,4	1,40	0,97	3,00	0,332
	32,6	1,38	0,93	2,96	0,313
	33,5	1,37	0,96	3,16	0,302
	33,7	1,39	0,95	3,36	0,283
70	20,5	1,22	0,82	2,76	0,298
	21,3	1,24	0,79	2,59	0,394
	23,5	1,29	0,88	3,04	0,290
	23,7	1,31	0,88	3,23	0,271
	26,7	1,36	0,99	2,89	0,341

V.3.3.2.a. Conductivité thermique (λ)

La Figure V.18 présente l'évolution de la conductivité thermique (λ) à différents teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique et la Figure V.19 présente son évolution en fonction du degré de saturation. Les valeurs sont dispersées mais pour toutes les températures, la conductivité thermique augmente fortement pour les éprouvettes préparées du côté sec de l'optimum et se stabilisent du côté humide de l'optimum, la variation de la conductivité thermique obtenue dans ce domaine étant de l'ordre de la précision de l'appareil de mesure ($\pm 10\%$). Du côté sec de l'optimum, les deux variantes, la teneur en eau et la masse volumique sèche, augmentent simultanément, ce qui entraîne l'augmentation rapide de la conductivité thermique. Cette observation est cohérente avec la littérature (e.g. Ekwue et al. (2006)). En effet, l'éprouvette est composée de solide, d'air et d'eau qui ont chacun une conductivité thermique différente. La phase solide présente la conductivité thermique la plus élevée puis l'eau et enfin l'air avec λ la plus petite. Ainsi, pour les matériaux les plus secs et avec une faible masse volumique sèche, la part d'air est importante, la conductivité thermique est donc très faible, plus on se rapproche de l'optimum Proctor, plus la part d'air diminue au profit des phases solides et liquides, plus conductrices, la conductivité thermique augmente alors fortement. De plus avec l'augmentation de la masse volumique, les contacts entre les particules sont plus nombreux ce qui augmente la conductivité thermique de l'ensemble. À des degrés de saturation de 90-95%, λ , qui a atteint sa valeur maximale de 0,95-1 W/m.K, reste stable (Figure V.19). Du côté humide de l'optimum, la teneur en eau augmente alors que la masse volumique sèche diminue. Donc, d'une part, l'augmentation de la teneur en eau tend à augmenter la conductivité thermique, et d'autre part, la diminution de la masse volumique sèche tend à la diminuer. On peut conclure que l'effet de la teneur en eau compense l'effet entraîné par la masse volumique sèche ou au moins, l'écart entre les deux effets reste inférieur à la précision de l'appareil de mesure de la conductivité thermique. Les valeurs de conductivité thermique du sol sont modifiées par les variations de température. Si l'effet reste minime aux températures de 1 à 40 °C, il est particulièrement visible à 70 °C. λ augmente avec l'augmentation de la température ce qui serait due à l'augmentation de la conductivité thermique de l'eau et des particules du sol avec la température. Cette augmentation est plus évidente du côté sec de l'optimum. De plus, la dilatation des particules, entraîne une augmentation du contact entre les particules et cela aurait tendance à augmenter la conductivité thermique.

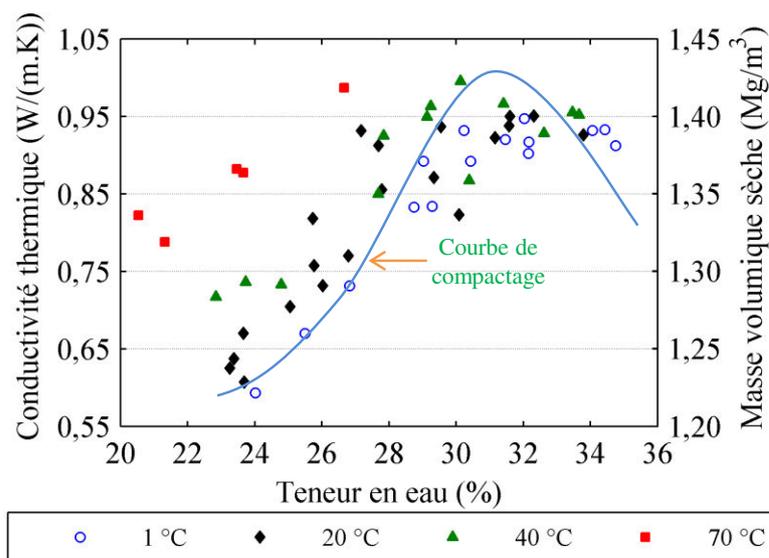


Figure V.18. Conductivité thermique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

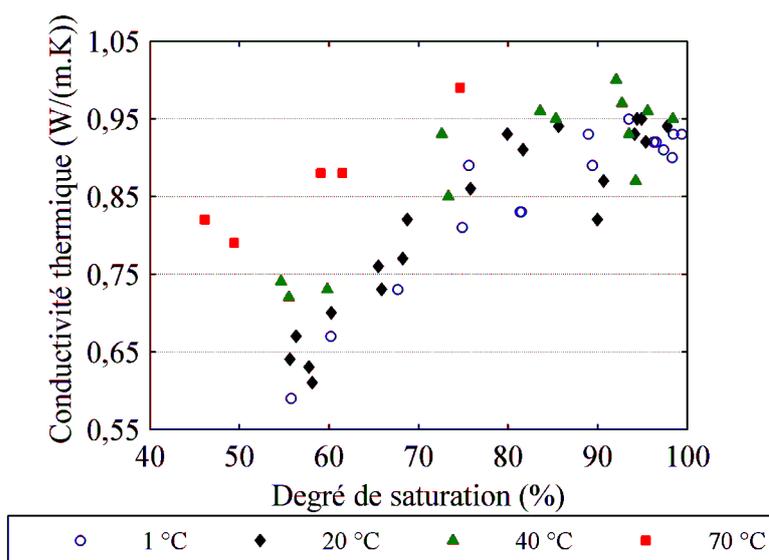


Figure V.19. Conductivité thermique à 1, 20, 40 et 70 °C en fonction du degré de saturation pour le matériau illitique.

V.3.3.2.b. Capacité thermique volumique (c_v)

La Figure V.20 présente l'évolution de la capacité thermique volumique (c_v) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique. L'évolution globale montre une augmentation de c_v avec l'augmentation de w . Sachant que la variation de la capacité thermique de l'eau avec la variation de température de 0 à 70 °C est moins de 1% (Figure V.3), il est probable que la température ait un faible effet sur ce paramètre.

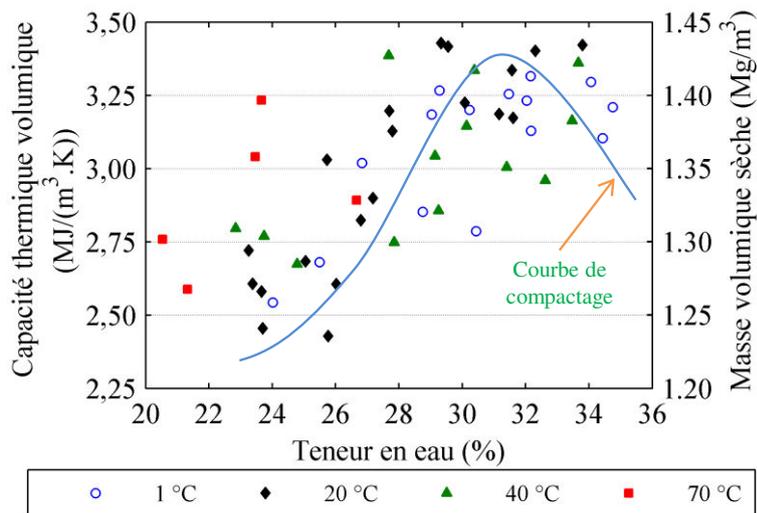


Figure V.20. Capacité thermique volumique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

V.3.3.2.c. Diffusivité thermique (D)

La diffusivité thermique (D) à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique est présentée dans la Figure V.21. À l'image de c_v présentée ci-dessus, les valeurs sont dispersées. Ce paramètre dépend de la conductivité thermique, de la capacité thermique massique et de la masse volumique du matériau ($D = \frac{\lambda}{\rho.c} = \frac{\lambda}{c_v}$). La dispersion de c_v a donc un effet direct sur D .

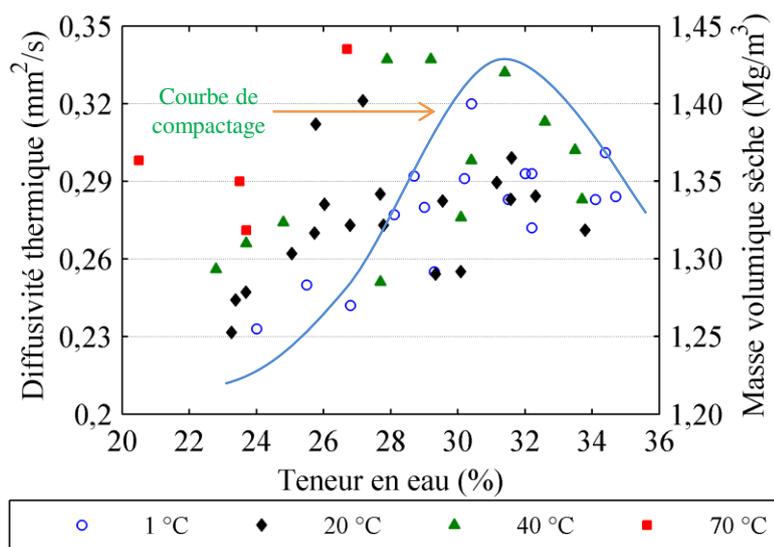


Figure V.21. Diffusivité thermique volumique à 1, 20, 40 et 70 °C à différentes teneurs en eau et masses volumiques sèches pour le matériau illitique.

V.3.4. Conclusion

Une étude expérimentale a été mise en place pour étudier l'influence des différents paramètres de l'étude (w , ρ_d et T) sur les propriétés thermiques des matériaux retenus dans ce travail.

Les résultats obtenus à l'aide d'un conductimètre thermique montrent une augmentation de λ , c_v et D avec l'augmentation de la teneur en eau et de la masse volumique sèche des éprouvettes de matériau illitique seul ou en mélange avec du sable. Cette évolution est particulièrement visible du côté sec de l'optimum. L'ajout de sable (50/50) au matériau illitique provoque un doublement de la valeur de conductivité thermique des éprouvettes, mais ne modifie pas la valeur de la capacité thermique. L'augmentation de la température des éprouvettes de 1 à 70 °C provoque une augmentation de la conductivité thermique d'autant plus importante que l'on s'éloigne de l'optimum du côté sec. Du côté humide les valeurs sont peu influencées par la température. Pour c_v , les valeurs sont plus dispersées mais des tendances du même ordre sont observées.

V.4. Estimation de la conductivité thermique au travers de modèles de prédiction

Il existe différents modèles de prédictions empiriques ou théoriques qui estiment la conductivité thermique des sols. Quelques-uns de ces modèles sont présentés dans ce chapitre et testés afin d'évaluer leurs pertinences en comparant les données expérimentales présentées dans la partie V.3 et les valeurs calculées. Dans ce qui suit, pour chaque modèle, les équations de base sont présentées puis les résultats de l'estimation sont comparés aux données expérimentales.

V.4.1. Description des modèles

Quatre modèles classiques de prédiction de la conductivité thermique sont étudiés : le modèle de De Vries (1963), le modèle de Johansen (1977), le modèle de Côté & Konrad (2005) et le modèle de Chen & Ledesma (2009).

V.4.1.1. Modèle de De Vries (1963)

Le modèle de De Vries considère que la moyenne pondérale des conductivités thermiques des différents composants du sol (air, eau, solide) correspond à la conductivité du sol. Pour cela, un sol non saturé est considéré comme un milieu continu d'eau et d'air contenant des particules solides dispersées. La conductivité thermique de ce sol est déterminée par l'équation (V.4) :

$$\lambda = \frac{x_w \lambda_w + F_a x_a \lambda_a + F_s x_s \lambda_s}{x_w + F_a x_a + F_s x_s} \quad (\text{V.4})$$

avec :

- λ_w : la conductivité thermique de l'eau (W/m.K) ;
- λ_a : la conductivité thermique de l'air (W/m.K) ;
- λ_s : la conductivité thermique des grains du sol (W/m.K) ;
- x_w, x_a, x_s : les valeurs de fraction volumique de l'eau, de l'air et des grains respectivement ;
- F_a, F_s : les facteurs dépendant de la forme et de l'orientation des grains de sols et des pores d'air obtenus par les équations (V.5) et (V.6) :

$$F_a = \frac{1}{3} \left\{ \frac{2}{1 + \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_w} - 1 \right) g_a} + \frac{1}{1 + \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_w} - 1 \right) g_c} \right\} \quad (V.5)$$

$$F_s = \frac{1}{3} \left\{ \frac{2}{1 + \left(\frac{\lambda_s}{\lambda_w} - 1 \right) 0,125} + \frac{1}{1 + \left(\frac{\lambda_s}{\lambda_w} - 1 \right) 0,75} \right\} \quad (V.6)$$

avec :

- g_a : le facteur de forme égal à $0,333 - \frac{x_a}{n} (0,335 - 0,035)$ avec n la porosité ;
- g_c : le facteur de forme égal à $1 - 2g_a$.

V.4.1.2. Modèle de Johansen (1977)

Selon le modèle de Johansen, la conductivité thermique du sol est déterminée par l'équation (V.7) :

$$\lambda = (\lambda_{sat} - \lambda_{dry}) \lambda_e + \lambda_{dry} \quad (V.7)$$

$$\lambda_{sat} = \lambda_s^{(1-n)} \lambda_w^n \quad (V.8)$$

$$\lambda_{dry} = \frac{0,135 \rho_d + 64,7}{\rho_s - 0,947 \rho_d} \quad (V.9)$$

$$\lambda_s = \lambda_q^q \lambda_0^{(1-q)} \quad (V.10)$$

avec :

- λ_{sat} : la conductivité thermique du sol saturé calculée selon l'équation (V.8) avec n la porosité, λ_s la conductivité des grains et λ_w celle de l'eau (W/m.K) ;
- λ_{dry} : la conductivité thermique du sol sec en (W/m.K) calculée selon l'équation (V.9) avec ρ_d la masse volumique sèche et ρ_s la masse volumique des grains en (kg/m^3) ;
- λ_e : la fonction exprimant l'influence du degré de saturation sur la conductivité thermique égal à $1 + \log_{10} S_r$ avec S_r le degré de saturation ;
- λ_s : la conductivité des grains calculée selon l'équation (V.10) avec λ_q la conductivité thermique du minéral de quartz (7,70 W/m.K), λ_o la conductivité thermique des autres minéraux du sol (2,0 W/m.K) et q la fraction de quartz dans la composition minérale totale des grains du sol.

Les équations présentées ci-dessus sont valables pour les sols fins non gelés. Farouki (1981) considère que cette méthode est la meilleure pour les sols fins à un degré de saturation supérieur à 20%.

V.4.1.3. Modèle de Côté & Konrad (2005)

En 2005, Côté & Konrad ont simplifié le modèle de Johansen en proposant les équations (V.11) et (V.12) pour le calcul de λ_{dry} et λ_e :

$$\lambda_{dry} = \chi 10^{-\eta n} \quad (\text{V.11})$$

avec :

- χ et η : les paramètres du matériau représentant l'effet de la forme des particules égal à 0,75 W/m.K et 1,2 pour les minéraux naturels des sols ;

$$\lambda_e = \frac{\kappa S_r}{1 + (\kappa - 1) S_r} \quad (\text{V.12})$$

avec :

- κ : le paramètre égal à 1,9 pour les argiles.

V.4.1.4. Modèle de Chen & Ledesma (2009)

Chen & Ledesma (2009) ont proposé l'équation (V.13) :

$$\lambda = \lambda_{sat} \sin^2\left(\frac{\pi S_r}{2}\right) + \lambda_{dry} \cos^2\left(\frac{\pi S_r}{2}\right) \quad (\text{V.13})$$

avec :

- λ_{sat} et λ_{dry} : la conductivité thermique du sol saturé et sec respectivement (W/m.K) ;
- S_r : le degré de saturation.

Nous avons utilisé les équations (V.8) et (V.9) proposées par Johansen (1977) pour calculer λ_{sat} et λ_{dry} .

V.4.2. Comparaison des modèles avec les données expérimentales

La conductivité thermique de l'air et de l'eau sont supposées de 0,026 et 0,60 W/m.K (cf. V.2.1.2). Afin de comparer les modèles entre eux, la conductivité thermique des minéraux constitutifs du matériau illitique est calculée sur la base des valeurs de conductivités thermiques de chaque minéral selon les valeurs proposées par Brigaud & Vasseur (1989) dans le Tableau V.2 (cf. V.2.1.1). Ainsi la conductivité thermique des grains du matériau illitique est de 2,13 W/m.K. Cette valeur est retenue comme la conductivité thermique des grains pour tous les modèles y compris pour le modèle de Johansen au lieu de 2,03 W/m.K calculée selon l'équation (V.10).

La conductivité thermique a été calculée pour les éprouvettes avec les différents modèles. Les valeurs calculées sont tracées en fonction des valeurs mesurées dans la Figure V.22. Les valeurs calculées sont systématiquement supérieures à celles mesurées. Les moyennes de différences entre les valeurs calculés et mesurées sont de 29, 24, 22 et 21% respectivement pour le modèle de De Vries, le modèle de Johansen, le modèle de Côté & Konrad et le modèle de Chen & Ledesma. Tous les modèles comparés surestiment la conductivité thermique pour le matériau illitique étudié. Le modèle de Chen & Ledesma est le plus pertinent avec un écart de moins de 21%. Le modèle de Côté & Konrad, ayant simplifié le modèle de Johansen, n'améliore pas significativement les valeurs calculées.

Cette surestimation pourrait être due à l'incertitude des valeurs de conductivités thermiques de l'eau, de l'air et des grains du sol qui jouent un rôle important dans l'estimation de λ . La précision de l'appareil de mesure, de 10%, pourrait également perturber la comparaison effectuée. Enfin, le modèle de Johansen, celui de Côté & Konrad ainsi que celui de Chen et al (2009) utilisent λ_{sat} et λ_{dry} pour estimer la conductivité thermique. Si ces deux paramètres sont mal estimés, cela influence la conductivité thermique calculée.

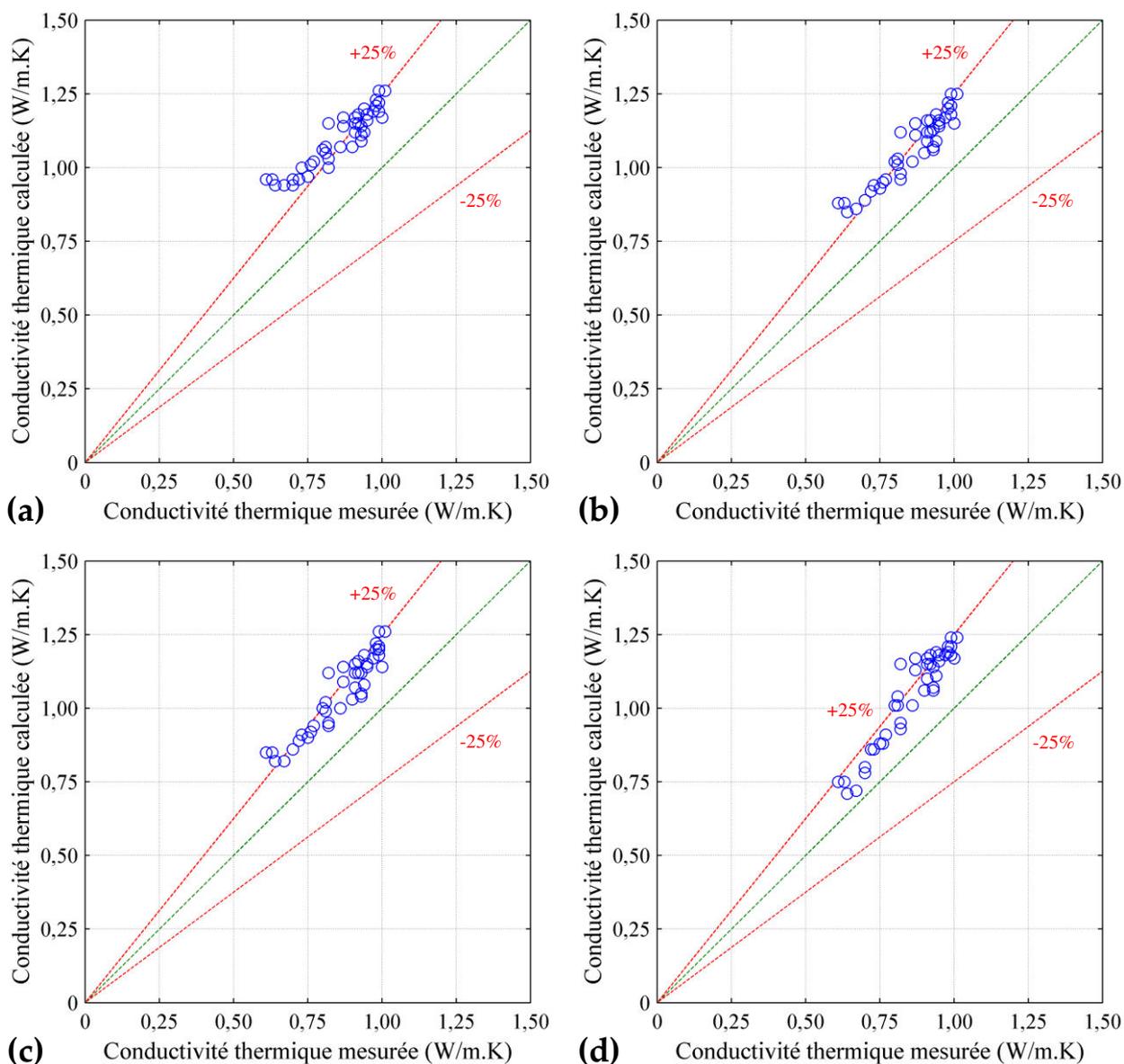


Figure V.22. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées par les différents modèles avec les valeurs expérimentales du matériau illitiques : (a) modèle de De Vries (1963) ; (b) modèle de Johansen (1977) ; (c) modèle de Côté & Konrad (2005) et (d) modèle de Chen & Ledesma (2009).

La conductivité thermique du sol saturé (λ_{sat}) est calculée selon l'équation (V.8) en fonction de la porosité (n) pour tous les modèles. La comparaison entre les valeurs de λ_{sat} et les données expérimentales pour les éprouvettes proches de la saturation montre que ce paramètre est surestimé ce qui a pour conséquence de surestimer la conductivité calculée. Nous avons eu l'idée d'appliquer l'équation (V.14) proposée dans le tutorial de Code_Bright, afin de corriger cette surestimation. Cette équation permet de calculer λ_{sat} à partir d'une moyenne arithmétique pondérée en fonction de la porosité :

$$\lambda_{sat} = (1 - n)^N \lambda_s + n^N \lambda_w \tag{V.14}$$

avec :

- n : la porosité ;
- N : le paramètre de calage.

Le paramètre N est évalué à 1,56 pour le matériau illitique en comparant la valeur de λ_{sat} calculée par l'équation (V.14) et la valeur moyenne mesurée pour l'état saturé. La Figure V.23 montre l'estimation faite avec la valeur de λ_{sat} modifiée ainsi que celle faite avec la valeur de λ_{sat} proposée par Johansen (1977). Cette figure montre que la correction de la valeur de λ_{sat} raffine bien l'estimation. L'écart moyen, qui était de 24%, n'atteint plus que 4 % pour le modèle Johansen et une évolution de 21 à 5% est observée pour le modèle de Chen & Ledesma. Ainsi en corrigeant la valeur de λ_{sat} , la pertinence des modèles augmente. Afin de vérifier l'effet de la correction de λ_{sat} pour d'autres matériaux, les mesures expérimentales de Tang (2005) effectuées sur la bentonite MX80 sont utilisées. Le paramètre N est évalué à 1,26 pour une éprouvette proche de l'état saturé. La Figure V.24 montre que cette modification diminue l'écart moyen de 31 à 13 % pour le modèle de Johansen. Pour le modèle de Chen & Ledesma, l'écart moyen reste de 13%. La modification de λ_{sat} améliore donc l'évaluation de λ par le modèle de Johansen.

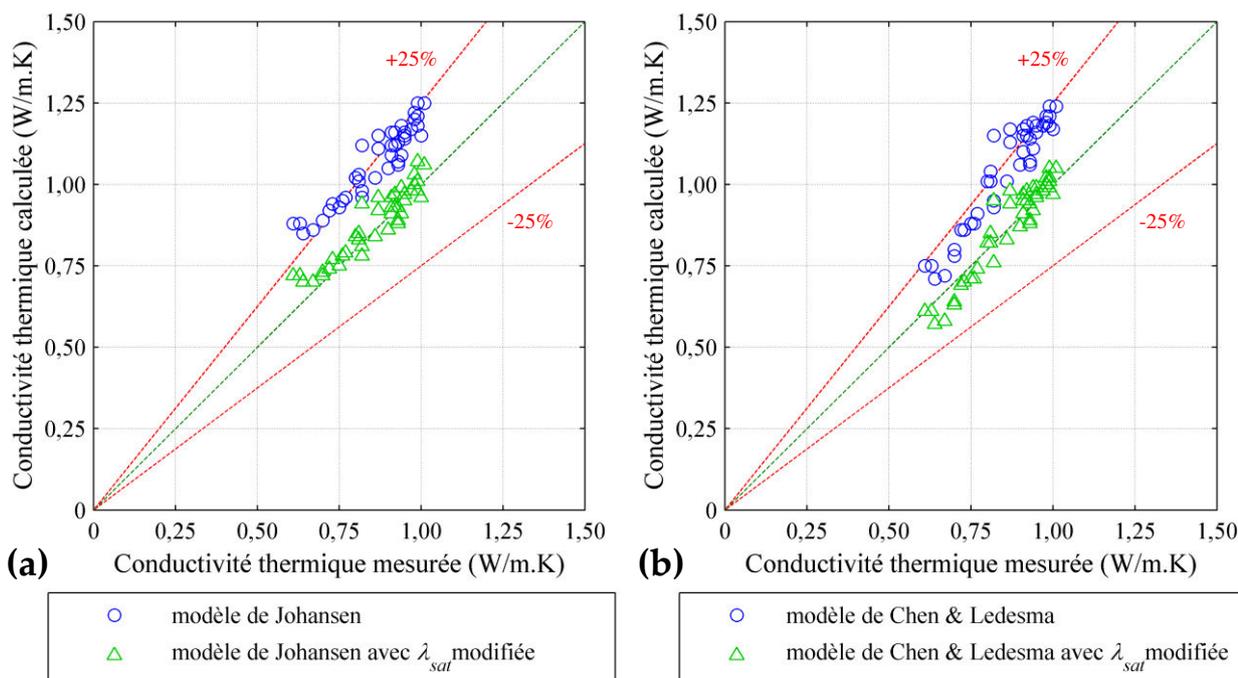


Figure V.23. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées et les valeurs expérimentales du matériau illitiques : (a) modèle de Johansen ; (b) modèle de Chen & Ledesma.

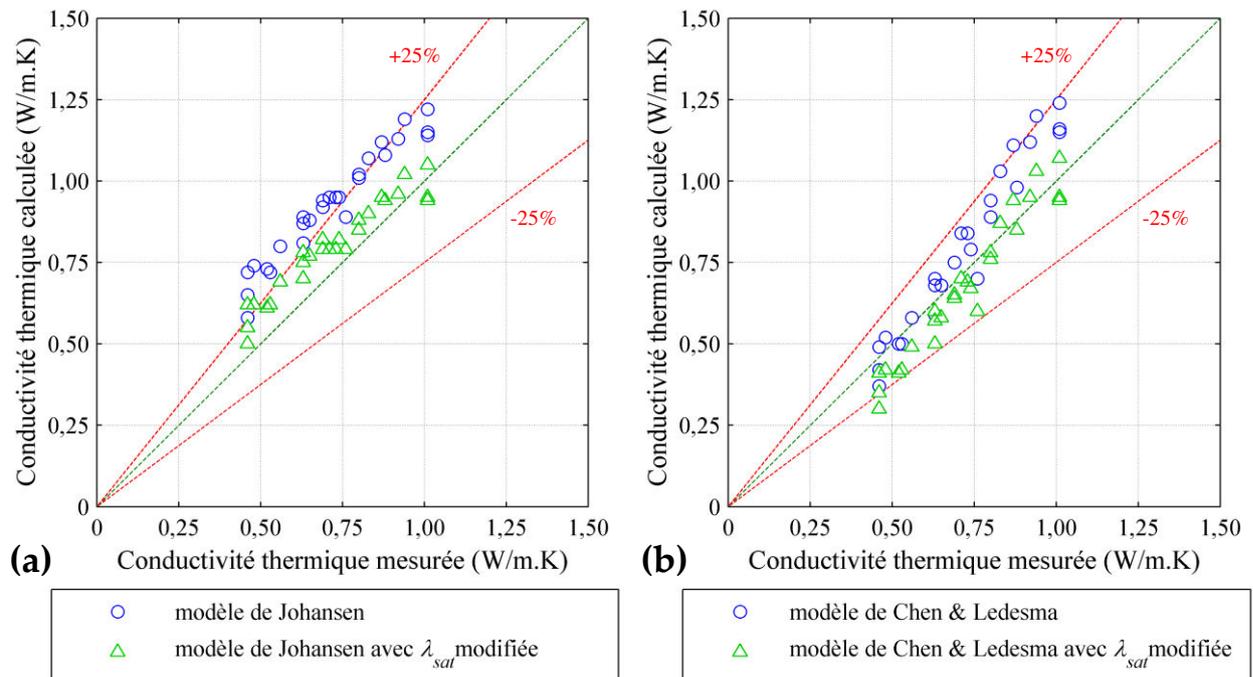


Figure V.24. Comparaison des valeurs de conductivités thermiques calculées et les valeurs expérimentales de Tang (2005) : (a) modèle de Johansen ; (b) modèle de Chen & Ledesma.

V.4.3. Conclusion

Quatre modèles ont été étudiés afin d'évaluer leur pertinence pour estimer la conductivité thermique du matériau illitique utilisé dans cette étude. La comparaison des valeurs calculées et des données expérimentales a montré que tous les modèles surestiment la conductivité thermique et l'écart moyen est de 25%. Ensuite, la valeur de λ_{sat} a été modifiée en utilisant une équation basée sur une moyenne arithmétique pondérée en fonction de la porosité. Quelle que soit la nature du sol fin (illitique ou bentonite) le modèle amélioré de Johansen (avec λ_{sat} modifiée) pourrait être retenu.

V.5. Etude numérique : simulation du transfert de chaleur

Dans cette partie, la diffusion de chaleur dans les massifs étudiés pour la réalisation des essais mini-pressiométriques (cf. Chapitre IV) est modélisée et les résultats sont comparés aux données acquises au cours de la mise en température des massifs. Les simulations ont été effectuées en utilisant le logiciel aux éléments finis Code_Bright avec l'interface GID. L'objectif est de modéliser le transfert de chaleur dans le massif en utilisant les paramètres thermiques mesurés sur des éprouvettes compactées dans le moule CBR aux mêmes états initiaux que le massif. Ces résultats permettront d'évaluer la pertinence des mesures effectuées par le conductimètre.

V.5.1. Hypothèses des calculs

Le flux de chaleur est transmis principalement par la conductivité thermique (λ) et la capacité thermique massique du milieu de transfert (c). La conductivité thermique est utilisée dans la loi de Fourier pour calculer la densité du flux de chaleur (i) par conduction :

$$i = -\lambda \nabla T \quad (\text{V.15})$$

En utilisant le bilan d'énergie sur une tranche d'épaisseur dx pour un cas linéaire, l'équation de la chaleur est :

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \lambda \nabla^2 T = 0 \quad (\text{V.16})$$

V.5.2. Géométrie, maillage et conditions aux limites

Les essais simulés ont été réalisés dans la cuve cylindrique de 600 mm de diamètre et de 800 mm de hauteur (cf. IV.2.1.1). La modélisation a été effectuée en symétrie de révolution par rapport à l'axe vertical (oy) en raison de la symétrie de la géométrie, des conditions aux limites et du chargement (Figure V.25a). Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis triangulaires non structurés (Figure V.25b). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la frontière latérale où la sollicitation thermique est imposée. Initialement, la température dans le massif est constante. La frontière latérale externe est sollicitée par une température constante imposée.

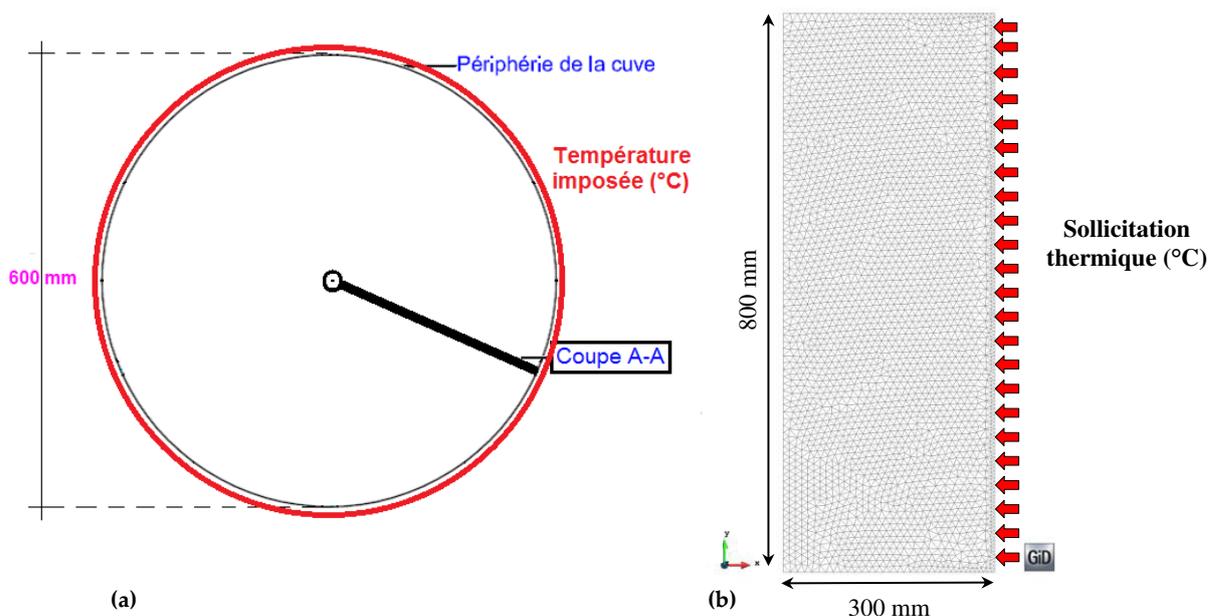


Figure V.25. Simulation de l'évolution de la température dans la cuve : (a) vue en plan horizontal de la cuve ; (b) géométrie, maillage et conditions aux limites (coupe A-A).

V.5.3. Caractéristiques du sol

Les paramètres nécessaires pour la modélisation sont, la conductivité thermique (λ), la capacité thermique (c) et la masse volumique du matériau (ρ). Les données simulées correspondent aux valeurs expérimentales obtenues pour des massifs préparés à $w=31,3\%$ et $\rho_d=1,29 \text{ Mg/m}^3$. Afin de tenir compte de la précision de l'appareil de mesure des propriétés thermiques (10% pour chaque paramètre), la modélisation est faite pour trois séries de propriétés thermiques. La première série utilise les λ et c mesurées (Référence). La seconde série comprend les paramètres qui favorisent la diffusion de chaleur. Autrement dit, la conductivité thermique est augmentée de 10 % et la capacité thermique est diminuée de 10 % (Référence favorisée). La troisième série défavorise la diffusion de chaleur et ainsi, la conductivité thermique est diminuée de 10 % et la capacité thermique est augmentée de 10% (Référence défavorisée). Le Tableau V.7 résume les paramètres choisis pour chaque série.

Tableau V.7. Paramètres utilisés dans les simulations de la propagation thermique.

Série des paramètres	ρ (kg/m ³)	λ (W/m.K)	c (J/kg.K)
Référence	1690	0,84	1796
Référence favorisée	1690	0,92	1616
Référence défavorisée	1690	0,76	1976

V.5.4. Résultats des simulations

Dans cette partie, les résultats des modélisations de la diffusion de chaleur dans le massif effectuées avec Code_Bright sont présentés. Initialement, la température de la cuve est uniforme pour chaque série de modélisation. Les différentes simulations ont été effectuées pour les différentes températures initiales et différentes températures imposées. Les résultats numériques sont comparés ensuite aux données expérimentales obtenues lors de la mise en température du massif pour les essais mini-pressiométriques.

V.5.4.1. Simulation d'un essai de chauffage (20-40 °C)

Cette série d'essais correspond à la simulation du chauffage de 20 à 40 °C du premier massif (cf. IV.3.1).

V.5.4.1.a. Données expérimentales

Comme expliqué dans la partie IV.2.2, les sondes thermiques introduites dans le massif, permettent d'observer l'évolution de la température à l'intérieur du massif lors de l'application de la sollicitation thermique. L'emplacement des sondes est présenté dans la Figure IV.11. Les variations de températures des différentes sondes en fonction du temps pour le chauffage de 20 à 40 °C sont présentées dans la Figure V.26. Trois types de courbes sont distingués, ils représentent les différentes positions des sondes : à 50 mm, 150 mm et 300 mm de la paroi de la cuve (IV.2.2). Plus les sondes sont près de la source de chaleur (de la paroi de la cuve), plus la courbe augmente rapidement et rejoint la température cible (sondes S2 et S6). L'écart entre S2 et S6 est dû à la proximité de S2 avec le fond de la cuve, tandis que la sonde S6 est positionnée à distance du fond. Les courbes des sondes S1, S4 et S7 situées au centre du massif, conservent leur température initiale quelques heures avant d'augmenter progressivement pour atteindre la température imposée. Ce temps d'attente correspond au temps de propagation de la chaleur jusqu'aux sondes. Ces trois sondes sont situées de la même distance de la paroi avec une variation de la température identique.

Les sondes S3 et S5 représentent l'emplacement de la réalisation des essais mini-pressiométrique (150 mm de la paroi). Comme attendu les courbes sont intermédiaires entre les 2 séries précédentes.

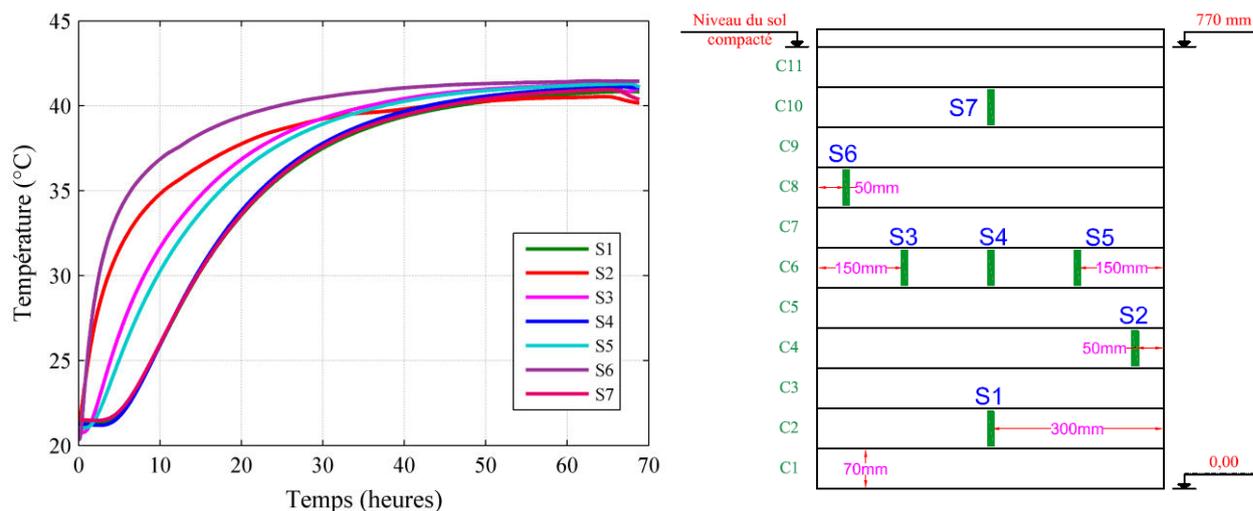


Figure V.26. Température en fonction du temps pour les différentes sondes.

Vue la symétrie des valeurs obtenues, la sonde S4 situé au centre de la cuve est choisie pour faire l'étude comparative avec la modélisation.

V.5.4.1.b. Comparaison des données expérimentales et des résultats numériques

La température initiale de la cuve est uniforme et égale à 21 °C, ce qui est équivalent à la température du massif dans l'essai expérimental. La température imposée est de 41 °C. La Figure V.27 montre les résultats de la modélisation après 66 heures de sollicitation pour les trois séries de paramètres choisies. Comme il était attendu, avec la même durée de sollicitation, pour le matériau favorisé, la chaleur s'est propagée plus rapidement que les deux autres. Pour ce matériau, tout le massif est entre 41 et 41,3 °C alors que pour le matériau de référence la température varie entre 40,5 et 41,3 °C et que pour le matériau défavorisé, présentant la diffusion la plus faible, elle varie entre 40 et 41,3 °C.

Les sondes thermiques positionnées dans le massif ont enregistré la température à différentes distances de la paroi. La comparaison est faite pour les valeurs à 300 mm de la paroi (S4), c'est-à-dire au centre de la cuve (Figure V.28). Dès le début de propagation de chaleur, la modélisation est compatible avec les résultats expérimentaux pour les paramètres favorisés. Les deux autres séries de paramètres de modélisation donnent des résultats assez éloignés de l'expérimentation. Selon ces résultats la conductivité thermique du massif serait de 0,92 W/m.K et la capacité thermique de 1616 J/kg.K. La modélisation d'un autre chemin thermique devrait nous permettre de préciser ces observations.

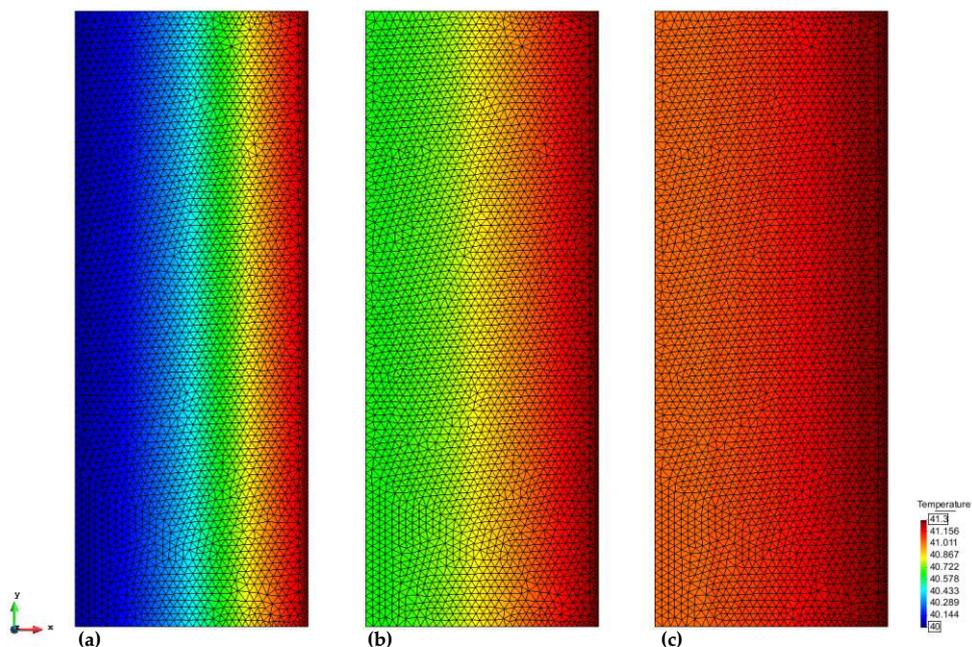


Figure V.27. Température dans le massif après environ 66 heures : (a) matériau défavorisé ; (b) matériau de référence ;(c) matériau favorisé.

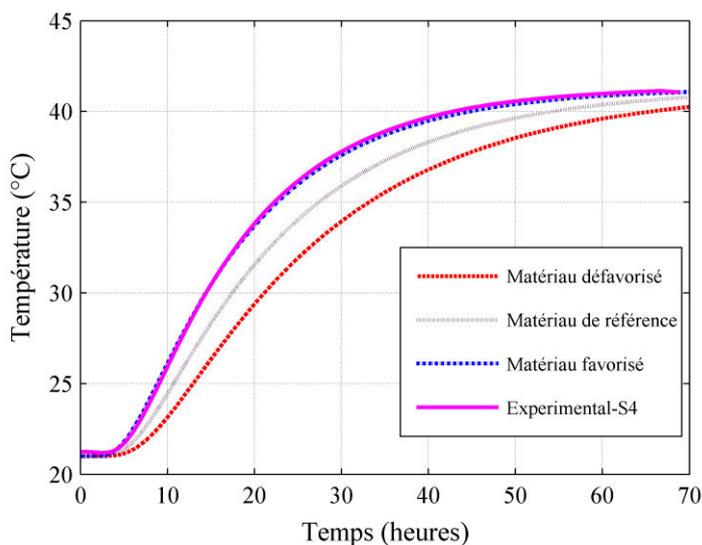


Figure V.28. Comparaison des résultats de la modélisation et les valeurs expérimentales à 300 mm de la paroi (S4).

V.5.4.2. Simulation d'un essai de refroidissement (20-1 °C)

Cette série d'essais correspond à la simulation du refroidissement de 20 à 1 °C du second massif (cf. IV.3.2).

V.5.4.2.a. Données expérimentales

Les variations de températures des différentes sondes en fonction du temps sont présentées dans la Figure V.29. Pour les sondes S2 et S6, les plus proches de la paroi, la variation de la température

est plus rapide à cause du gradient thermique plus important. Les sondes S3 et S5 situées à 150 mm de la paroi, après un temps d'attente pour l'arrivée du gradient thermique, montrent une diminution suivie par une stabilisation de la température. Les températures mesurées par les sondes S4 et S7, situées au centre du massif, commencent à diminuer après S3 et S5 puis se stabilisent à des températures constantes de 2,6 et 4,2 °C supérieures à la température imposée. L'écart entre S4 et S7 est dû à la distance verticale des deux sondes. Le centre de la sonde S4 est situé à la profondeur de 385 mm (exactement le milieu du massif) alors que le centre de la sonde S7 est à 105 mm de la surface. La sonde S7 n'atteint pas la température de consigne à cause des pertes à la surface du massif malgré l'isolation par les plaques de polystyrène. La sonde S4 est suffisamment éloignée de la surface du massif pour que la perte de chaleur ne l'influence pas. L'écart à la consigne peut-être lié à la difficulté du thermorégulateur à atteindre 1 °C.

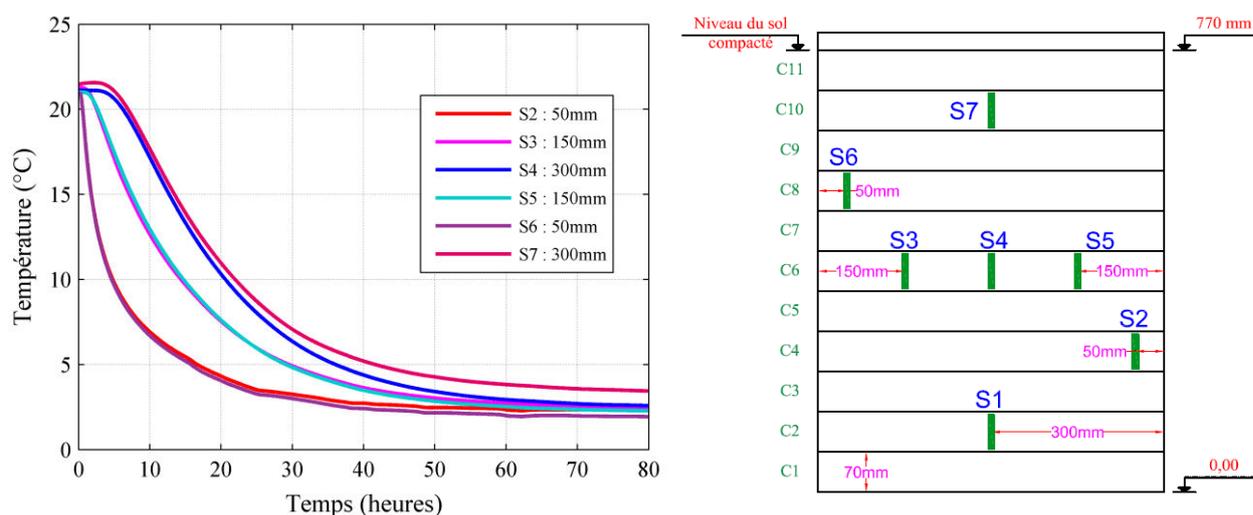


Figure V.29. Température en fonction du temps pour les différentes sondes.

V.5.4.2.b. Comparaison des données expérimentales et des résultats numériques

Avant le refroidissement, la température du massif de l'essai expérimental est de 21 °C. Cette température est donc appliquée comme la température initiale du massif. Les données expérimentales montrent que la température de la sonde S6 située à 50 mm de la paroi se stabilise vers 1,7 °C. La température imposée sur la paroi dans la modélisation est de 1,7 °C afin d'être le plus proche possible des conditions de l'essai. À 300 mm de la paroi (S4), les résultats de la modélisation avec les paramètres du matériau de référence, sont les plus proches des données expérimentales (Figure V.30). Toutefois, au cours des 15 dernières heures, les données expérimentales divergent vers la modélisation faite avec les paramètres du matériau défavorisé.

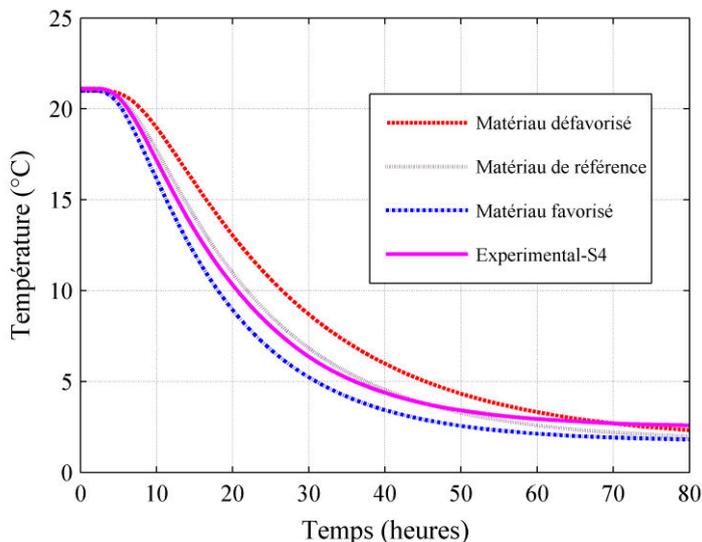


Figure V.30. Comparaison des résultats de la modélisation et les valeurs expérimentales à 300 mm de la paroi (S4).

L'écart observé pourrait être lié à la différence entre la sollicitation thermique de la modélisation (1,7 °C) et la sollicitation thermique effective en expérimentation. Si c'est le cas, avant les dernières heures, une différence de la sollicitation ne provoque pas d'effet important sur la diffusion de chaleur. Par contre, aux dernières heures, quand la température du massif s'approche de la température imposée, cette différence deviendrait une part importante du gradient thermique et donc influencerait les résultats. De plus, le massif supposé homogène pourrait avoir de petites hétérogénéités qui modifieraient les propriétés thermiques. Enfin, l'effet de la température sur les propriétés thermiques n'est pas pris en compte dans ce type de modélisation alors que nous avons mesuré des évolutions de la conductivité et de la capacité thermique pour ce matériau dans la partie précédente (cf. V.3.3). L'intégration de cette évolution dans le modèle pourrait améliorer la qualité de la modélisation.

V.5.5. Conclusion concernant les simulations

La simulation du transfert de chaleur est réalisée via le code de calcul Code_Bright. Trois séries de paramètres sont utilisés : les valeurs obtenues grâce à la mesure directe et deux séries de valeurs extrêmes pour prendre en compte la précision de l'appareil de mesure des propriétés thermiques, nommées le matériau favorisé et le matériau défavorisé. Le transfert de chaleur est modélisé sous différents gradients thermique (différentes températures initiales et aussi différentes sollicitations thermiques) et les résultats sont comparés aux données expérimentales issues de la mise en température de massifs de sols compactés.

Les résultats numériques sont proches des données expérimentales puisque l'écart entre les données expérimentales et les données modélisées est inférieure à la précision de la mesure expérimentale. Dans les cas étudiés, la modélisation montre que les propriétés thermiques obtenues dans le moule CBR représentent correctement les propriétés thermiques du massif en tenant compte de la précision de l'appareil de mesure.

L'écart mesuré entre les données expérimentales et numériques pourrait également être lié à une probable évolution de λ et c avec la variation de la température, non pris en compte lors de la modélisation.

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre, les propriétés thermiques ont tout d'abord été définies, puis un état de l'art a permis d'étudier la variation des propriétés thermiques en fonction de l'état initial du sol. L'influence de la minéralogie, de la teneur en eau, de la masse volumique et de la structure des sols a été mise en évidence. Puis des essais expérimentaux ont permis d'apprécier la variation des propriétés thermiques en fonction de l'état initial des sols.

Les résultats obtenus montrent une augmentation de λ , c_v et D avec l'augmentation de w et ρ_d des éprouvettes de matériau illitique. L'ajout de sable (50/50) au matériau illitique double la valeur de conductivité thermique des éprouvettes, mais ne modifie pas la valeur de la capacité thermique. L'augmentation de la température des éprouvettes de 1 à 70 °C provoque une augmentation de la conductivité thermique d'autant plus importante que l'on s'éloigne de l'optimum du côté sec. Du côté humide, les valeurs sont peu influencées par la température. Pour c_v , les valeurs sont plus dispersées mais des tendances du même ordre sont observées.

Quatre modèles analytiques (modèle de De Vries (1963), modèle de Johansen (1977), modèle de Côté & Konrad (2005) et modèle de Chen & Ledesma (2009)) ont été étudiés. La comparaison des valeurs calculées et des données expérimentales a montré que tous les modèles surestiment la conductivité et l'écart moyen est de 25%. La valeur de λ_{sat} a été modifiée en utilisant une équation basée sur une moyenne arithmétique pondérée en fonction de la porosité. Cette correction a permis d'améliorer la pertinence des modèles.

Enfin, la simulation du transfert de chaleur est modélisée sous différents gradients thermique et les résultats sont comparés aux données expérimentales issues de la mise en température de massifs de sols compactés. Les résultats numériques sont proches des données expérimentales. Les résultats de cette modélisation montrent la cohérence entre les valeurs de λ et c mesurées sur des éprouvettes de petite dimension et des flux de chaleur enregistrés sur des massifs de sol. L'écart mesuré entre les données expérimentales et numériques pourrait être lié à une évolution de λ et c avec la variation de la température, non pris en compte lors de la modélisation.

Chapitre VI

Conclusion générale

Les géostructures énergétiques sont des ouvrages géotechniques dans lesquels est intégré un circuit géothermique. Il peut s'agir de fondations superficielles ou profondes, de parois de soutènement ou de tunnels. Les pieux sont des fondations profondes dimensionnées pour reporter en profondeur les charges de l'ouvrage. L'adaptation de tout ou partie de ces pieux en pieux énergétiques engendre un échange de chaleur entre la structure et le sol qui entraîne une modification de la température du sol pouvant atteindre une variation allant de 1 à 40 °C. Selon notre étude bibliographique, l'effet de la température sur les propriétés des sols dépend de plusieurs paramètres. En effet, la nature du sol, sa masse volumique, sa teneur en eau, son degré de saturation et son histoire de chargement sont des paramètres qui influencent directement la réponse du sol à une variation thermique. Dans cette thèse, l'effet de la variation de la température sur les paramètres de dimensionnement des pieux a été étudié par la réalisation d'une campagne d'essais mini-pénétrométriques et mini-pressiométriques.

Dans le cadre de ce travail, le sol est compacté dans un moule et testé par des essais mini-pénétrométriques, ainsi que dans une cuve cylindrique de 600 mm de diamètre et de 800 mm de hauteur pour la réalisation d'essais mini-pressiométriques. Notre objectif était de travailler sur un sol sensible face aux sollicitations thermiques. L'étude bibliographique a permis d'identifier le matériau principal de cette étude : un matériau à forte teneur en illite, une argile non gonflante et sensible à la variation thermique. Toutefois, afin d'étudier l'effet de la nature du sol, certains essais ont été réalisés sur des mélanges (kaolinite-sable ou matériau illitique-sable).

Les essais de compression simple (R_c) ont clairement mis en évidence la dépendance de R_c aux variations mêmes minimes de ρ_d , w et de la température.

Les courbes de rétention ont démontré un léger impact de l'augmentation de la température dans le sens de diminution de la succion.

Les essais mini-pénétrométriques répondant au besoin de disposer d'une méthode simple pour mesurer les effets des variations de température sur **la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral en enfoncement et en arrachement (f_s et f_s^*)** ont été développés dans cette étude. Grâce à un système de traction-compression, une aiguille est enfoncée puis extraite à la vitesse constante dans l'éprouvette compactée dans un moule CBR. Ces essais mini-pénétrométriques ont permis d'obtenir des paramètres proches de ceux utilisés pour le calcul de portance des pieux de fondation. Au total 220 essais en enfoncement ou en arrachement (4 essais dans chaque éprouvette) ont été effectués. Pour les sols compactés étudiés, la diminution de la teneur en eau augmente la résistance en pointe et le frottement latéral. En général, les variations de la masse volumique sèche du sol semblent avoir moins d'impact sur les paramètres étudiés que la teneur en

eau. Les paramètres q_c , f_s et f_s^* varient plus significativement du côté sec de la courbe de compactage que du côté humide. Pour les éprouvettes de matériau illitique compactées du côté sec de la teneur en eau optimale, une légère diminution de q_c et une diminution significative de f_s et f_s^* ont été observés avec l'augmentation de la température. Pour les éprouvettes, préparées du côté humide de l'optimum, les évolutions de résistance en pointe et de frottement latéral sont faibles. Pour le mélange sable-kaolinite, quel que soit l'état de compactage, l'effet de la température sur les paramètres étudiés est négligeable. Ainsi, les états initiaux (ρ_d , w), ainsi que la nature du sol sont les facteurs les plus importants qui influencent l'impact des variations de température sur les paramètres mécaniques. Ces résultats pourraient être complétés par des essais sur des éprouvettes ayant subi des sollicitations thermiques cycliques, afin de confirmer les résultats observés après une sollicitation thermique monotone. De plus, les essais pénétrométriques dans d'autres types de sol pourraient mettre en évidence de manière plus générale l'évolution des paramètres pénétrométriques avec la variation de la température.

Dans le cadre de ce travail, un protocole expérimental a également été développé pour permettre la réalisation **d'essais mini-pressiométriques** en laboratoire, afin de quantifier l'effet des variations de la température sur **le module pressiométrique (E_M)**, **la pression de fluage (p_f)**, et **la pression limite (p_l)**. Il s'agit d'une cuve métallique (de 600 mm de diamètre et de 800 mm de hauteur) reliée à un thermorégulateur, permettant l'imposition des différentes sollicitations thermique au massif de sol. L'instrumentation supplémentaire de la cuve par des sondes thermiques a permis de contrôler l'évolution de la température en continue. Le chemin thermique comporte une augmentation ou une diminution monotone, ainsi que un ou plusieurs cycles de température sur une gamme de 1 à 40 °C. Au total 5 massifs de matériau illitique ont été compactés dans la cuve à l'aide d'un compacteur pneumatique. Six essais mini-pressiométriques ont été effectués au sein de chaque massif. Les résultats des essais mini-pressiométriques, ont montré une diminution de la pression de fluage et de la pression limite avec l'augmentation de la température, autrement dit, un radoucissement thermique. La variation du module pressiométrique est moins marquée, probablement à cause de la sensibilité de ce paramètre aux conditions de l'essai et en particulier à la qualité des parois du forage. Les résultats tendent à montrer une réversibilité des effets de la température sur les paramètres mesurés pour un cycle de chauffage dans la gamme de température testée alors que l'effet du premier passage à 1 °C n'est que partiellement réversible. Pour les cycles suivants, l'effet de la variation de la température est plus faible. Pour compléter ces résultats, la réalisation des essais mini-pressiométriques après un plus grand nombre de cycles de sollicitations thermiques est nécessaire afin de confirmer l'effet de la variation de la température à

long terme sur les paramètres pressiométriques. Ces essais permettront de déduire une relation mathématique pour prédire l'évolution de la pression limite en fonction du nombre de cycles. De plus, la détermination d'une tendance à l'évolution des paramètres pressiométriques pourrait permettre d'intégrer ces évolutions dans des codes de dimensionnements de pieux.

L'influence de la teneur en eau, de la masse volumique et de la structure des sols sur **les propriétés thermiques (la conductivité thermique (λ), la capacité thermique volumique (c_v) et la diffusivité thermique (D))** a également été mise en évidence à travers des mesures expérimentales. Les résultats obtenus à l'aide d'un conductimètre, montrent une augmentation de λ , c_v et D avec l'augmentation de w et ρ_d . L'ajout de sable (50/50) au matériau illitique provoque un doublement de la valeur de la conductivité thermique des éprouvettes, mais ne modifie pas la valeur de la capacité thermique. L'augmentation de la température des éprouvettes illitiques de 1 à 70 °C provoque une augmentation de la conductivité thermique d'autant plus importante que l'on s'éloigne de l'optimum du côté sec. Du côté humide, les paramètres sont peu influencés par la température.

Les valeurs de la conductivité thermique (λ) obtenues par 4 modèles analytiques ont été comparées avec les données acquises par des mesures expérimentales de λ . Cette comparaison a montré que les modèles surestiment la conductivité thermique avec un écart moyen de 25%. La valeur de λ_{sat} a été modifiée en utilisant une équation basée sur une moyenne arithmétique pondérée en fonction de la porosité. Cette correction a permis d'améliorer la pertinence du modèle de Johansen retenu pour les sols étudiés.

Enfin, le transfert de chaleur est modélisé sous différents gradients thermiques et les résultats sont comparés avec les données expérimentales issues de la mise en température des massifs de sol compacté dans la cuve. Les résultats de cette modélisation montrent la cohérence entre les valeurs de λ et c mesurées sur des éprouvettes de petite dimension et des flux de chaleur enregistrés sur des massifs de sol.

Dans l'ensemble de cette étude, toutes les éprouvettes utilisées ont été maintenues à des teneurs en eau constantes au cours des sollicitations thermiques. En empêchant les échanges hydriques lors des essais, nous avons pu quantifier l'effet de la température seule, mais dans les conditions naturelles, la sollicitation thermique pourrait conduire à une évolution des conditions hydriques dans le sol en particulier en faible profondeur, avec pour effet le couplage des sollicitations thermo-hydriques. L'évolution couplée de la température et de la teneur en eau pourrait être envisagés par les essais mis en place dans cette étude.

Références bibliographiques

- Abu-Hamdeh, N., & Reeder, R. 2000. Soil thermal conductivity effects of density, moisture, salt concentration, and organic matter. *Soil Science Society of America Journal* **64**, 1285–1290.
- AFNOR. 1993. NF P94-051 - Sols : reconnaissance et essais : Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1994a. NF P94-074 - Sols : reconnaissance et essais : Essais à l'appareil triaxial de révolution - Appareillage - Préparation des éprouvettes - Essai (UU) non consolidé non drainé - Essai (Cu+U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle - Essai (CD) consolidé drainé. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1994b. NF P94-071 - Sols : reconnaissance et essais : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1994c. NF P94-070 - Sols : reconnaissance et essais : Essais à l'appareil triaxial de révolution. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1995. NF P94-052-1 - Sols : reconnaissance et essais : Détermination des limites d'Atterberg - Partie 1 : limite de liquidité - Méthode du cône de pénétration. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1996. NF P94-113 - Sols : reconnaissance et essais : Essai de pénétration statique. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1997a. XP P94-090-1 - Sols : reconnaissance et essais : Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1997b. NF P94-078 - Sols : reconnaissance et essais : Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice portant Immédiat - Mesure sur l'échantillon compacté dans le moule CBR. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 1999. NF P94-093 - Sols : Reconnaissance et essais : Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor Normal - Essai Proctor Modifié. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 2000. NF P94-110-1 - Sols : reconnaissance et essais : Essai pressiométrique Ménard. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 2005. XP CEN ISO/TS 17892-11 - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 11 : Détermination de perméabilité à charge constante et à charge variable décroissante. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 2008. NF X30-442 - Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau - Essais de perméabilité à l'oedomètre à charge hydraulique constante/variable. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 2012. PR NF EN ISO 22476-4 : Reconnaissance et essais géotechniques - Essai en place - Partie 4: Essai au pressiomètre Ménard. Association Française de Normalisation, Paris, France.

- AFNOR. 2014a. NF EN ISO 11274 : Qualité du sol - Détermination de la caractéristique de la rétention en eau - Méthodes de laboratoire. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. 2014b. NF EN ISO 11275 : Qualité du sol - Détermination de la conductivité hydraulique en milieu non saturé et de la caractéristique de rétention en eau - Méthode par évaporation de Wind. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- Akrouch, G.A., Sánchez, M., & Briaud, J.-L. 2014. Thermo-mechanical behavior of energy piles in high plasticity clays. *Acta Geotechnica* **9**, 399–412.
- Al-Douri, R.H. 1992. Behaviour of single piles and pile groups in calcareous sediments. Thèse de doctorat. University of Sydney. Sydney, Australia.
- Almanza, R., Castañeda, R., & Silva, G. 1995. Temperature-electrolyte effects on clay soil liners. *In Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*. Paris. 343–348.
- Bachmann, J., Horton, R., Grant, S.A., & Van der Ploeg, R.R. 2002. Temperature dependence of water retention curves for wettable and water-repellent soils. *Soil Science Society of America Journal* **66**, 44–52.
- Baguelin, F. 1978. The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech public.
- Baldi, G., Hueckel, T., & Pellegrini, R. 1988. Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clay soils. *Canadian Geotechnical Journal* **25**, 807–825.
- Belanteur, N., Tacherifet, S., & Pakzad, M. 1997. Etude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées. *Revue française de géotechnique* **78**, 31–50.
- Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E., & Villar, M. 1997. Suction-controlled experiments on Boom clay. *Engineering Geology* **47**, 325–338.
- Boudali, M., Leroueil, S., & Murthy, B.R.S. 1994. Viscous behaviour of natural clays. *In Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering-International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Delhi. 411-416.
- Bourne-Webb, P.J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., & Payne, P. 2009. Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique* **59**, 237–248.
- Bourne-Webb, P.J., Potts, D.M., Konig, D., & Rowbottom, D. 2011. Analysis of model sheet pile walls with plastic hinges. *Géotechnique* **61**, 487–499.
- Bourne-Webb, P.J., Soga, K., & Amatya, B. 2013. A framework for understanding energy pile behaviour. *Geotechnical engineering* **166**, 170–177.
- Brandl, H. 2006. Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique* **56**, 81–122.
- Brigaud, F., & Vasseur, G. 1989. Mineralogy, porosity and fluid control on thermal conductivity of sedimentary rocks. *Geophysical Journal International* **98**, 525–542.
- Burghignoli, a., Desideri, A., & Miliziano, S. 2000. A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 764–780.
- Bustamante, M., Gianceselli, L., Bertero, M., & Paviani, A. 1991. Study of the load bearing capacity of a pile of considerable length bored using bentonite mud. *In Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*. A.A. Balkema, Rotterdam. 535-542.

- Cai, G., Zhao, C., Li, J., & Liu, Y. 2014. A new triaxial apparatus for testing soil water retention curves of unsaturated soils under different temperatures. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A* **15**, 364–373.
- Campanella, R., & Mitchell, J. 1968. Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, ASCE* **94**, 35.
- Cekerevac, C., & Laloui, L. 2004. Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**, 209–228.
- Chen, G.J., & Ledesma, A. 2009. Coupled thermohydronechanical modeling of the full-scale in situ test “prototype repository.” *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* **135**, 121–132.
- Cho, W.J., Lee, J.O., & Chun, K.S. 1999. The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted bentonite. *Applied Clay Science* **14**, 47–58.
- Côté, J., & Konrad, J. 2005. A generalized thermal conductivity model for soils and construction materials. *Canadian Geotechnical Journal* **458**, 443–458.
- Ctori, P. 1989. The effects of temperature on the physical properties of cohesive soil. *Ground engineering* **22**, 26-27.
- Cui, Y., Sultan, N., & Delage, P. 2000. A thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 607–620.
- De Bruyn, D., & Thimus, J.F. 1996. The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay : The results of an initial laboratory programme. *Engineering Geology* **41**, 117–126.
- Delage, P., Sultan, N., Cui, Y., & Ling, L. 2011. Permeability changes in Boom clay with temperature. *arXiv preprint arXiv:1112.6396*.
- Derjaguin, B. V., Karasev, V. V., & Khromova, E.N. 1986. Thermal Expansion of Water in Fine Pores. *Journal of colloid and interface science* **109**, 586–587.
- Di Donna, A., & Laloui, L. 2012. Pieux énergétiques. *Tracés : bulletin technique de la Suisse romande* **138**, 6–10.
- Ekwue, E.I., Stone, R.J., & Bhagwat, D. 2006. Thermal Conductivity of Some Compacted Trinidadian Soils as affected by Peat Content. *Biosystems Engineering* **94**, 461–469.
- Eriksson, L.G. 1989. Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. *In Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro, Brazil. 2087–2090.
- Farouki, O.T. 1981. Thermal properties of soils. CRREL Monogr., No. 81-1, Cold Regions Research and Engineering Laboratory.
- Fascicule no 62 Titre V. 1993. Travaux, Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Ministre de l'Équipement, du Logement, des Transports, Paris, France.
- Fei, Y. 1995. Thermal expansion. *In Ahrens, T.J. (ed.), Mineral physics and crystallography - A Handbook of Physical Constants*, American Geophysical Union. Washington, DC. 29–44.

- Franchomme, G., Rosin-Paumier, S., & Masrouri, F. 2013. Evaluating the impact of thermal variations on the penetration test parameters. *In* First Pan-American Conference on Unsaturated Soils. Taylor & Francis Group, Cartagena de Indias (Colombia). 371–376
- François, B. 2008. Thermo-plasticity of fine-grained soils at various saturation states: Application to nuclear waste disposal. Thèse de doctorat. École Polytechnique Fédérale de Lausanne Lausanne, Suisse.
- Fromentin, A., & Pahud, D. 1997. Recommandations pour la réalisation d'installations avec pieux échangeurs. Empfehlungen für Energiepfahlsysteme, Rapport final, Office fédéral de l'énergie. Lausanne, Suisse.
- Fromentin, A., Pahud, D., Laloui, L., & Moreni, M. 1999. Pieux échangeurs: conception et règles de pré-dimensionnement. *Revue française de génie civil* **3**, 387–421.
- Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T., & Alfaro, M. 2001. Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. *Canadian Geotechnical Journal* **38**, 608–621.
- Grant, S.A., & Salehzadeh, A. 1996. Calculation of temperature effects on wetting coefficients of porous solids and their capillary pressure functions. *Water Resources Research* **32**, 261–270.
- GSHP Association. 2012. Thermal pile design, installation and materials standards. Ground Source Heat Pump Association, Milton Keynes.
- GTR. 2000. Réalisation des remblais et des couches de forme. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Hillel, D. 1980. Fundamentals of soil physics. Academic Press, Inc.(London) Ltd., London.
- Hillel, D., & de Backer, L. 1988. L'eau et le sol: principes et processus physiques. Academia Louvain-la-Neuve.
- Hopmans, J., & Dane, J. 1986. Temperature dependence of soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal* **50**, 4–9.
- Houston, S., Houston, W., & Williams, N. 1985. Thermo-Mechanical Behavior of Seafloor Sediments. *Journal of Geotechnical Engineering* **111**, 1249–1263.
- Hueckel, T., & Baldi, G. 1990. Thermoplasticity of saturated clays: experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering* **116**, 1778–1796.
- Hueckel, T., Pellegrini, R., & Olmo, C. Del. 1998. A constitutive study of thermo-elasto-plasticity of deep carbonatic clays. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* **22**, 549–574.
- Huitari, T., & Kukkonen, I. 2004. Thermal expansion Properties of Rocks : literature Survey and estimation of Thermal expansion Coefficient for Olkiluoto Mica Gneiss. Posiva Oy, Olkiluoto, Working Report 4, Finland.
- IAPWS. 1994. Release on Surface Tension of Ordinary Water Substance. International Association for the Properties of Water and Steam (IAPWS), Charlotte, NC.
- IAPWS. 2011. Release on the IAPWS Formulation 2011 for the Thermal Conductivity of Ordinary Water Substance. International Association for the Properties of Water and Steam (IAPWS), Charlotte, NC.
- Jefferson, I., & Foss Rogers, C.D. 1998. Liquid limit and the temperature sensitivity of clays. *Engineering Geology* **49**, 95–109.

- Jezequel, J. 1969. Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe. *Bulletin de Liaison de Laboratoire Routiers de Ponts de Chaussées* **36**, 151–160.
- Johansen, O. 1977. Thermal conductivity of soils. s, CRREL Draft Transl. 63, Cold Regions Research and Engineering Laboratory.
- Jumikis, A.R. 1983. Rock Mechanics : Second Edition. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Federal Republic of Germany.
- Kadoya, K., Matsunaga, N., & Nagashima, A. 1985. Viscosity and thermal conductivity of dry air in the gaseous phase. *ournal of physical and chemical reference data* **14**, 947–970.
- Kanno, T., & Wakamatsu, H. 1992. Moisture adsorption and volume change of partially saturated bentonite buffer materials. *MRS Proceedings* **294**, Cambridge University Press.
- Kharaka, Y., & Smalley, W. 1976. Flow of water and solutes through compacted clays. *AAPG Bulletin* **60**, 973–980.
- Khemissa, M. 1998. Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température. *Revue française de géotechnique* **82**, 11–22.
- Korson, L., Drost-Hansen, W., & Millero, F.J. 1969. Viscosity of water at various temperatures. *The Journal of Physical Chemistry* **73**, 34–39.
- Laguros, J.G. 1969. Effect of temperature on some engineering properties of clay soils. Highway Research Board Special Report 103.
- Laloui, L., & Cekerevac, C. 2003. Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics* **30**, 649–660.
- Laloui, L., Moreni, M., & Vulliet, L. 2003. Comportement d'un pieu bi-fonction, fondation et échangeur de chaleur. *Canadian geotechnical journal* **40**, 388–402.
- Laloui, L., Nuth, M., & Vulliet, L. 2006. Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **30**, 763–781.
- Lambe, T.W. 1958. The structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* **84**, 1–34.
- Laplaige, P., & Lemale, J. 2010. Géothermie de surface. Techniques de l'Ingénieur. Paris, France.
- Lingnau, B., Graham, J., Yarechewski, D., Tanaka, N., & Gray, M.N. 1996. Effects of temperature on strength and compressibility of sand-bentonite buffer. *Engineering Geology* **41**, 103–115.
- Lynch, F.L. 1997. Frio Shale Mineralogy and the Stoichiometry of the Smectite-to-Illite Reaction: The Most Important Reaction in Clastic Sedimentary Diagenesis. *Clays and Clay Minerals* **45**, 618–631.
- Marques, M. 2004. Viscous behaviour of St-Roch-de-l'Achigan clay, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal* **38**, 25–38.
- McCartney, J., Regueiro, R., Ko, H.Y., Pfeffer, T., & Krarti, M. 2010. Centrifuge Modeling of Soil-Structure Interaction in Geothermal Foundationse. NSF Report, University of Colorado, Boulder, CO.
- Mitchell, J.K. 1964. Shearing resistance of soils as a rate process. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* **90**. 29-62.

- De Moel, M., Bach, P.M., Bouazza, A., Singh, R.M., & Sun, J.O. 2010. Technological advances and applications of geothermal energy pile foundations and their feasibility in Australia. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* **14**, 2683–2696.
- Mohamed, A.-M.O., Yong, R.N., & Cheung, S.C.H. 1992. Temperature Dependence of Soil Water Potential. *Geotechnical Testing Journal* **15**, 330.
- Moritz, L. 1995. Geotechnical properties of clay at elevated temperatures. Report No. 47. Swedish Geotechnical Institute Linköping, Sweden.
- Nimmo, J., & Miller, E. 1986. The temperature dependence of isothermal moisture vs. potential characteristics of soils. *Soil Science Society of America Journal* **50**, 1105–1113.
- Noble, C.A., & Demirel, T. 1969. Effect of temperature on strength behavior of cohesive soil. *Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils*. Highway Research Board Special Report 103. 204-219.
- Olchitzky, E. 2002. Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques : courbe de sorption et perméabilité à l'eau. Thèse de doctorat. École des Ponts ParisTech. France.
- Del Olmo, C., Fioravante, V., Gera, F., Hueckel, T., Mayor, J.C., & Pellegrini, R. 1996. Thermomechanical properties of deep argillaceous formations. *Engineering Geology* **41**, 87–102.
- Pahud, D., & Fromentin, A. 1999. Heat Exchanger Pile System of the Dock Midfield at Zürich Airport. Detailed Simulation and Optimisation of the Installation. Technical Report 120.110, Lausanne, Suisse.
- Péron, H., Knellwolf, C., & Laloui, L. 2011. A method for the geotechnical design of heat exchanger piles. *In Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Geo-Frontiers*. Dallas, USA. 470–479
- Poppe, L.J., Paskevich, V.F., Hathaway, J.C., & Blackwood, D.S. 2001. A laboratory manual for X-ray powder diffraction. *US Geological Survey Open-File Report* **1.041**, 1–88.
- Raboudi, L. 1986. Résistance au cisaillement à l'interface entre un sol à cohésion et différents matériaux. Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.
- Reese, L., Wang, S.T., Isenhower, B., & Arrelanga, J. 2004. L-Pile Plus Ver. 5: An analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads. Ensoft, Inc., Austin Tx.
- Reifer, G.H. 1977. The effect of temperature and mineralogy upon the Atterberg Limits and mechanical properties of cohesive soils. Undergraduate Project Report, Lanchester Polytechnic, Coventry.
- Robinet, J., Pasquiou, A., & Jullien, A. 1997. Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue française de géotechnique* **81**, 53–80.
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. 2001. Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotechnical & Geological Engineering* **19**, 311–332.
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. 2003. Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique* **53**, 65–81.

- Saix, C., Devillers, P., & El Youssoufi, M.S. 2000. Éléments De Couplage Thermomécanique Dans La Consolidation De Sols Non Saturés. *Canadian Geotechnical Journal* **37**, 308–317.
- Salgado, R., Mitchell, J.K., & Jamiolkowski, M. 1998. Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**, 878–888.
- Sawangsurriya, A., Edil, T.B., & Bosscher, P.J. 2008. Modulus-suction-moisture relationship for compacted soils. *Canadian Geotechnical Journal* **45**, 973–983.
- Schnaid, F., & Houlsby, G. 1991. An assessment of chamber size effects in the calibration of in situ tests in sand. *Geotechnique* **41**, 437–445.
- She, H., & Sleep, B. 1998. The effect of temperature on capillary pressure-saturation relationships for air-water and perchloroethylene-water systems. *Water Resources Research* **34**, 2587–2597.
- Sherif, M., & Burrous, C. 1969. Temperature effects on the unconfined shear strength of saturated, cohesive soil. *Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils*. Highway Research Board Special Report 103. 267-272.
- Standard ASTM. 1999. D2166 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Sultan, N., Delage, P., & Cui, Y. 2002. Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology* **64**, 135–145.
- Tali, B. 2011. Comportement de l'interface sols-structure sous sollicitations cycliques: application au calcul des fondations profondes. Thèse do doctorat. Université Paris-Est. France.
- Tanaka, N., Graham, J., & Crilly, T. 1997. Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures. *Engineering Geology* **47**, 339–350.
- Tang, A. 2005. Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement. Thèse do doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées. France.
- Tang, A., & Cui, Y. 2005. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal* **42**, 287–296.
- Tang, A., Cui, Y., & Barnel, N. 2007. A new isotropic cell for studying the thermo-mechanical behavior of unsaturated expansive clays. *arXiv preprint arXiv:0710.1400*, 1–34.
- Tang, A.M., Pereira, J., Hassen, G., & Yavari, N. 2013. Behavior of Heat-Exchanger Piles from Physical Modeling. *Energy Geotechniques*, 79–97.
- Tidfors, M., & Sallfors, G. 1989. Temperature effect on preconsolidation pressure. *ASTM Geotechnical Testing Journal* **12**. 93-97.
- Tippet, T. 1976. An investigation into the effect of temperature upon the Atterberg Limits and mechanical properties of cohesive soils. Undergraduate Project Report, Lanchester Polytechnic, Coventry.
- Tisot, J.-P. 1974. Compactage et propriétés des matériaux compactés, application aux marnes du Keuper de Lorraine. Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.
- Towahata, I., Kuntiwattanaku, P., & Kobayashi, H. 1993a. A preliminary study on heating of clays to examine possible effects of temperature on soil-mechanical properties. *Soils and foundations* **33**, 184–190.

- Towahata, I., Kuntiwattanaku, P., Seko, I., & Ohichi, K. 1993b. Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and foundations* **33**, 170–183.
- Uchaipichat, A., & Khalili, N. 2009. Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. *Géotechnique* **59**, 339–353.
- Villar, M.V., & Lloret, A. 2004. Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite. *Applied Clay Science* **26**, 337–350.
- De Vries, D.A. 1963. Thermal properties of soils. *Physics of plant environment*, 210–235.
- Vulliet, L., & Meyer, A. 1999. The Vigner Tunnel: Determining contact laws from static load tests on piles. In 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Proceedings). A.A. Balkema, Rotterdam. 1175–1181
- Wan, A.W.-L. 1996. The use of thermocouple psychrometers to measure in situ suctions and water contents in compacted clays. Thèse de doctorat. University of Manitoba. Canada.
- Wiebe, B., Graham, J., Tang, G.X., & Dixon, D. 1998. Influence of pressure, saturation, and temperature on the behaviour of unsaturated sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal* **35**, 194–205.
- Xu, S., Scherer, G.W., Mahadevan, T.S., & Garofalini, S.H. 2009a. Thermal expansion of confined water. *Langmuir : the ACS journal of surfaces and colloids* **25**, 5076–5083.
- Xu, S., Simmons, G.C., Mahadevan, T.S., Scherer, G.W., Garofalini, S.H., & Pacheco, C. 2009b. Transport of water in small pores. *Langmuir : the ACS journal of surfaces and colloids* **25**, 5084–5090.
- Xu, S., Simmons, G.C., & Scherer, G.W. 2004. Thermal expansion and viscosity of confined liquids. *Materials Research Society symposia proceedings* **790**, 85–92.
- Ye, W.M., Wan, M., Chen, B., Chen, Y.G., Cui, Y.J., & Wang, J. 2012. Temperature effects on the swelling pressure and saturated hydraulic conductivity of the compacted GMZ01 bentonite. *Environmental Earth Sciences* **68**, 281–288.
- Youssef, M.S., Sabry, A., & El Ramli, A.H. 1961. Temperature changes and their effects on some physical properties of soils. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris. Paris, France. 419–421
- Zhang, G., Xia, C., Sun, M., Zou, Y., & Xiao, S. 2013. A new model and analytical solution for the heat conduction of tunnel lining ground heat exchangers. *Cold Regions Science and Technology* **88**, 59–66.
- Zhang, F., Zhang, Z., Low, P., & Roth, C. 1993. The effect of temperature on the swelling of montmorillonite. *Clay Minerals* **28**, 25–31.