



# Couplages température-endommagement-perméabilité dans les sols et les roches argileux

Mohammad Monfared

## ► To cite this version:

Mohammad Monfared. Couplages température-endommagement-perméabilité dans les sols et les roches argileux. Autre. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1105 . pastel-00657206

HAL Id: pastel-00657206

<https://pastel.hal.science/pastel-00657206>

Submitted on 6 Jan 2012

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

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

THESE

Pour obtenir le grade de  
**Docteur de l'Université Paris-Est**  
**Discipline : Géotechnique**

Présentée par  
**Mohammad MONFARED**

---

**Couplages température-endommagement-perméabilité dans les  
sols et les roches argileux**

---

*Thèse préparée à U.R. NAVIER/ Equipe Géotechnique (CERMES)*

*Soutenue le 1<sup>er</sup> Avril 2011*

Devant le jury composé de :

Robert CHARLIER	Université de Liège	Rapporteur
Gioacchino VIGGIANI	Université Joseph Fourier Grenoble	Rapporteur
Xiang-Ling LI	EURIDICE	Examinaterice
Antonio GENS	Universitat Politècnica de Catalunya	Examinateur
Pierre DELAGE	Ecole des Ponts ParisTech	Examinateur
Jean SULEM	Ecole des Ponts ParisTech	Directeur de thèse



*à Mehrdokht*

*à mes parents*

*à mes frères*



## *Remerciements*

*Le travail de recherche présenté dans ce manuscrit a été réalisé au sein de l'équipe géotechnique (CERMES) du Laboratoire Navier de l'école des Ponts ParisTech et a été financé par le projet européen TIMODAZ (F16W-CT-2007-036449). Ce travail n'aurait pu être accompli sans l'aide, le soutien et les encouragements de nombreuses personnes que je suis heureux de pouvoir remercier ici.*

*Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon directeur de thèse, Monsieur Jean Sulem directeur de recherche à l'Ecole des Ponts ParisTech, qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de cette thèse, tout en suivant de près ma démarche scientifique depuis l'époque où j'étais étudiant du master de recherche MSROE. Je te remercie Jean pour toute la disponibilité que tu m'as accordée ainsi que la bonne humeur amicale partagée au long de ces années.*

*J'adresse ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Monsieur Pierre Delage professeur à l'Ecole des Ponts ParisTech, pour toutes ses idées géniales et brillantes et son soutien. Je te remercie Pierre pour tous les conseils précieux pendant les fréquents voyages au cours du projet TIMODAZ. Ces conseils restent pour toujours avec moi.*

*Je voudrais également adresser ma plus grande reconnaissance à Monsieur Gioacchino Viggiani, Professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble et à Monsieur Robert Charlier, Professeur à l'Université de Liège pour avoir accepté d'être les rapporteurs de ce mémoire. C'est un grand honneur qu'ils me font en acceptant de juger mon travail, apportant ainsi à ce mémoire leur caution scientifique.*

*Je tiens à remercier très vivement et respectueusement Monsieur Antonio Gens, Professeur à l'Universitat Politècnica de Catalunya, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.*

*J'adresse mes plus vifs remerciements à Madame Xiang Ling Li, la coordinatrice du projet Européen TIMODAZ qui m'a fait l'honneur d'évaluer ce travail.*

*Je remercie Anh Min Tang chargé de recherche à l'Ecole des Ponts ParisTech pour ses remarques constructives sur l'aspect expérimental de la thèse ainsi que pour ses encouragements pendant ces années.*

*Je remercie très sincèrement Siavash Ghabezloo chargé de recherche à l'Ecole des Ponts ParisTech pour toutes les discussions scientifiques très intéressantes ainsi que pour sa générosité scientifique.*

*Ce travail n'aurait pu aboutir à son bien sans l'aide d'une équipe technique performante. Je remercie Xavier Boulay, Hocine Delmi, Alain Jeandillou, Jérémie Thiriat, Thomas Clapies, Baptiste Chabot et particulièrement Emmanuel De laure le responsable de cette équipe pour leur aide très précieuse pendant ces années.*

*Je remercie tous les amis du CERMES avec qui j'ai passé les moments inoubliables.*

*Je remercie Behrouz Gatmiri qui m'a aidé pour la poursuite de mes études à l'école des Ponts ParisTech.*

*Je remercie très sincèrement mes chers parents et mes frères pour leurs soutiens sans cesse à tout moment au cours de ces années.*

*Enfin Je remercie Mehrdokht ma chère épouse pour son amour, sa patience et sa gratitude ainsi que pour toutes les discussions scientifiques qu'on a eues sur le comportement des matériaux argileux pendant les diners!*



## Résumé

Le stockage des déchets radioactifs dans les formations géologiques profondes peu perméables comme les argilites et les argiles plastiques est envisagé comme une solution possible et fait l'objet de nombreuses études depuis une trentaine d'années. Dans le cadre du projet européen TIMODAZ, l'accent a été mis sur l'étude des effets d'une augmentation de la température engendrée par les déchets exothermiques sur la zone endommagée autour d'une galerie souterraine de stockage. Dans le cadre de ce projet, une étude expérimentale sur le comportement thermique de l'argile de Boom et de l'argile à Opalinus a été réalisée.

Afin de surmonter les difficultés reliées à l'étude expérimentale des matériaux peu perméables en laboratoire, une nouvelle cellule triaxiale à court chemin de drainage a été mise en œuvre. Les essais ainsi qu'une modélisation numérique montrent que la re-saturation des échantillons désaturés par le processus d'excavation, transport, stockage et préparation peut être réalisée beaucoup plus rapidement par ce dispositif. Les essais de chargement mécanique et thermique en condition drainée (c'est-à-dire avec une surpression interstitielle négligeable) peuvent être réalisés également dans cette cellule avec des vitesses de chargement plus élevées que dans les cellules triaxiales classiques.

La possibilité de réactivation d'une bande de cisaillement par pressurisation thermique du fluide interstiel dans un échantillon de l'argile de Boom est mise en évidence. On observe qu'un plan de rupture préexistant dans l'échantillon agit comme un plan de faiblesse pouvant être réactivé de façon préférentielle au moment de la rupture. La résistance au cisaillement obtenue sur le plan de rupture est inférieure à celle de matériau intact pour l'argile de Boom.

Le comportement thermique de l'argile à Opalinus a été étudié à partir d'essais de chauffage en condition drainée et non drainée sur des échantillons saturés. L'essai de chauffage drainé montre un comportement thermo-elasto-plastique avec une limite expansion/contraction à 65°C. Ce comportement est similaire au comportement des argiles faiblement surconsolidées. L'analyse des résultats de l'essai de chauffage non drainé met en évidence que l'eau interstitielle dans l'argile à Opalinus a un coefficient de dilation thermique plus important que celui de l'eau libre.

Dans la gamme de températures étudiées (25°C-80°C), les mesures de perméabilité sur les échantillons endommagés par un chargement déviatorique ne montrent aucun effet de l'endommagement sur la perméabilité, ce qui prouve la bonne capacité de scellement de l'argile de Boom et l'argile à Opalinus saturées.

Mots clés:

argile de Boom, argile à Opalinus, température, perméabilité, essais en laboratoire

## **Abstract**

Storage of exothermic radioactive waste in deep low permeability geological formations such as clayey rocks and plastic clays is a solution considered for long term repositories. However the excavation of underground galleries creates a damaged zone (EDZ). The effect of the damage zone on the transport properties of the geological barrier has been widely studied. Within the framework of the TIMODAZ European project, emphasis has been put on the effect of temperature. As a partner of this project, the current work is performed to investigate the coupling effect between temperature, damage and permeability on Boom clay and Opalinus claystone through an experimental study.

View to the experimental difficulties related to the low permeability materials, a new hollow cylinder triaxial cell with short drainage path specifically designed to study the thermo-hydro-mechanical behaviour of very low permeable materials is developed during this work. The tests and the numerical analysis show that the short sample drainage path reduces significantly the time needed to resaturate an initially unsaturated sample and it also permits to achieve drained conditions (i.e. negligible excess pore pressure during testing) with a higher loading rate.

For Boom clay, the effect of the pore water thermal pressurisation on a sample with a pre-existing shear band is investigated. The undrained heating under shear stress decreases the effective stress on the sample which leads to its failure. An existing failure plane in the sample behaves like a preferential weakness plane which can be reactivated by pore water thermal pressurisation. The estimated shearing resistance along the sheared plane is smaller than that of the intact material.

For the Opalinus claystone, drained heating on a saturated sample shows that this claystone behaves like a slightly overconsolidated material (thermo-elasto-plastic behaviour) with transition from expansion to contraction at 65°C. The decrease of the permeability of the sample before and after the heating-cooling cycles proves the irreversible volumetric compaction of the sample. The undrained heating test on the Opalinus claystone induces an excess pore pressure in the sample which cannot be explained by the difference between the free water thermal expansion coefficient and that of the solid matrix. The back analysis of the results shows a higher value for the water thermal expansion coefficient as compared to that of free water.

Permeability measurements at 25°C and 80°C on samples previously damaged by deviatoric loading show no significant effect of damage on the permeability of the samples. These results confirm the good sealing capacity of both clays at various temperatures.

Key words:

Boom clay, Opalinus claystone, temperature, permeability, laboratory testing

# **Sommaire**

Introduction générale	1
<b>1 Chapitre I : Etude bibliographique sur le comportement des argiles de stockage</b>	
1.1 Zone endommagée autour d'une galerie de stockage (EDZ)	5
1.2 Effet de l'EDZ sur la perméabilité	6
1.3 Scellement et cicatrisation des fissures	7
1.3.1 Scellement par le gonflement	8
1.3.2 Scellement par le chargement mécanique	10
1.4 Effet de la température sur l'EDZ	11
1.4.1 Effet de la température sur les argiles intactes à l'état saturé	13
1.4.1.1 Effet de la température sur la déformation volumique des argiles	13
1.4.1.2 Effet de la température sur la résistance des argiles	14
1.4.1.3 Effet de la température sur la perméabilité des argiles	17
1.4.2 Endommagement thermique	18
1.5 Conclusion	21
<b>2 Chapitre II : Nouvelle cellule triaxiale à cylindre creux à court chemin de drainage</b>	
2.1 A new hollow cylinder triaxial cell to study the behaviour of geomaterials with low permeability	24
2.2 Effet de la membrane sur déformation mesurée par les LVDTs	61
2.3 Choix d'éléments drainants autour de l'échantillon	62
<b>3 Chapitre III : Résultats expérimentaux sur l'argile de Boom</b>	
3.1 Etude bibliographique sur les caractéristiques thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom	69
3.1.1 Propriétés hydro-mécaniques de l'argile de Boom	70

3.1.1.1	Propriétés poro-mécaniques	71
3.1.1.2	Propriétés hydrauliques	72
3.1.2	Propriétés thermiques de l'argile de Boom	73
3.2	Préparation des échantillons d'argile de Boom et programme des essais	75
3.2.1	Préparation des échantillons	75
3.2.2	Chemins thermo-mécaniques réalisés sur les échantillons TB0, TB1 et TB2	78
3.3	Résultats obtenus sur l'argile de Boom	81
3.3.1	Essai de compression isotrope drainé et non drainé	81
3.3.2	Essai de chauffage non drainé sur l'argile de Boom	83
3.3.3	Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom	85
3.3.3.1	Régime permanent	85
3.3.3.2	Régime transitoire sous pression de confinement constante	88
3.3.3.3	Régime transitoire avec augmentation de la pression de confinement	89
3.3.3.4	Comparaison des trois méthodes d'estimation de la perméabilité	91
3.3.4	Essai de faisabilité de cisaillement d'un échantillon à contrainte moyenne totale constante	91
3.3.5	On the THM behaviour of a sheared Boom clay sample : application to the behaviour and sealing properties of the EDZ	93
3.4	Conclusion	123
<b>4</b>	<b>Chapitre IV : Résultats expérimentaux sur l'argile à Opalinus</b>	
4.1	Etude bibliographique sur les caractéristiques thermo-hydro-mécanique de l'argile à Opalinus	126
4.1.1	Propriétés hydro-mécaniques de l'argile à Opalinus	129
4.1.2	Propriétés thermiques de l'argile à Opalinus	130
4.2	Préparation des échantillons et programme des essais	134
4.2.1	Préparation des échantillons	134

4.2.2	Chemins thermo-mécaniques réalisés sur les échantillons TO1, TO2 et TO3	135
4.3	A laboratory investigation on thermal properties of the Opalinus claystone	137
4.4	Résultats des essais déviatoriques sur l'argile à Opalinus	163
4.4.1	Echantillon TO1	163
4.4.2	Echantillon TO2	164
4.4.3	Echantillon TO3	165
4.4.4	Conclusion sur les essais déviatoriques	166
4.5	Evolution de perméabilité sous chargement thermo-mécanique	167
4.5.1	Effet du chargement thermique (condition isotrope)	167
4.5.2	Effet du chargement déviatorique	169
4.5.3	Effet du chauffage sur l'échantillon cisillé	171
4.6	Conclusion	172
	Conclusions générales et perspectives	174
	Références bibliographiques	177
	Annexe I	187
	Annexe II	193
	Annexe III	204

## ***Introduction générale***

Le développement de l'énergie nucléaire au cours des cinquante dernières années nécessite de trouver des solutions pour le stockage et le confinement des déchets radioactifs dans des conditions optimales de sécurité pour la population et l'environnement sur de très longues durées. Ces déchets sont classés en trois groupes :

Déchets A: déchets de faible et moyenne activité à vie courte (inférieure à 30ans) (FMA) qui représentent 85% du volume des déchets mais moins de 1% de la radioactivité;

Déchets B: déchets de moyenne activité à vie longue qui représentent environ 4% du volume des déchets et moins de 8% de la radioactivité;

Déchets C: déchets de haute activité à vie longue (HAVL) qui représentent environ 2% du volume mais 92% de la radioactivité. Pour les déchets de type A, la solution de stockage consiste à les entreposer dans des centres de stockage en surface. En revanche cette solution n'est pas adaptée pour les déchets de type B et C car ils sont actifs pendant plusieurs millions d'années.

Une solution envisagée et largement préconisée à l'échelle internationale pour les déchets radioactifs de type B et C est de les enfouir et les confiner dans des couches géologiques profondes. Cette solution est étudiée dans plusieurs pays depuis les trente dernières années dans différents milieux géologiques notamment les formations cristallines comme le granite, les formations salines et les formations argileuses. La très faible perméabilité de la formation est essentielle pour assurer la sécurité du stockage à long terme. C'est pourquoi les formations argileuses apparaissent appropriées en raison de leur perméabilité très faible, leur bonne capacité de rétention des radionucléides ainsi que la possibilité de scellement des fractures [Bastien *et al.* 2007]. Plusieurs laboratoires souterrains ont été développés en Europe pour des expérimentations *in situ* à grande échelle. En France le laboratoire souterrain de Meuse/Haute Marne est excavé à 490m de profondeur dans l'argilite du Callovo-Oxfordien (Cox) [Andra, 2005]. En Suisse, le laboratoire souterrain du Mont-Terri est situé dans une formation d'argile à Opalinus à une profondeur comprise entre 230 et 320m [Thury et Bossart, 1999]. En Belgique le laboratoire souterrain HADES est situé à 223m de profondeur dans une formation d'argile raide de Boom [Bernier *et al.* 2007].

L'excavation d'une galerie souterraine engendre une perturbation majeure dans la formation et les propriétés hydro-mécaniques de la roche hôte autour des ouvertures peuvent

être considérablement modifiées. Le comportement mécanique et hydraulique de ces zones endommagées à court terme et à long terme est crucial vis à vis de la sûreté de stockage. Quatre étapes successives doivent être étudiées [Tsang *et al.* 2005]:

- i) L'excavation de la galerie qui modifie l'état de contrainte en place qui conduit à la formation d'une zone endommagée (EDZ) autour de celle-ci par la formation et la propagation de fractures en cisaillement et l'ouverture de joints en traction;
- ii) La ventilation de la galerie qui conduit à une désaturation progressive de la roche hôte;
- iii) La resaturation progressive une fois le stockage fermé durant plusieurs centaines d'années et l'augmentation de la température dans la galerie due à la nature exothermique des déchets radioactifs. En raison de la faible diffusivité thermique des géomatériaux, cette température élevée peut se maintenir durant plusieurs milliers d'années après la fermeture du stockage;
- iv) L'accumulation de gaz causé par la corrosion des conteneurs de déchets ainsi que les installations souterraines contenant de l'acier et du béton.

Compte tenu de la nature complexe du comportement des matériaux argileux pendant les différentes étapes de la vie d'un site de stockage, de nombreux travaux de recherche et projets internationaux ont été réalisés sur ces matériaux. Entre autres on peut mentionner les projets européens SELFRAC (2001-2004) et TIMODAZ (2006-2010). Les objectifs du projet SELFRAC étaient d'étudier les propriétés de scellement et de cicatrisation des argiles de stockage (argile de Boom et argile à Opalinus) à l'aide d'essais in-situ et en laboratoire ainsi que par la modélisation numérique. Le projet TIMODAZ a pour but d'étudier l'effet de la température sur la zone endommagée. Après la mise en place des déchets radioactifs, la température dans cette zone monte jusqu'à 80-100°C. Afin d'explorer l'effet éventuel de cette augmentation de la température sur la sûreté de stockage, des études expérimentales en laboratoire et in-situ ainsi que des modélisations numériques sont nécessaires.

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été réalisé dans le cadre du projet TIMODAZ. L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier l'effet de la température sur le comportement hydromécanique des matériaux endommagés par une approche expérimentale macroscopique. Les échantillons testés proviennent des sites de Mol (argile de Boom) et du Mont-Terri (argile à Opalinus) et ont été sollicités suivant différents chemin de chargement mécanique et thermique. Les études expérimentales ont porté principalement sur (i) l'effet d'un endommagement engendré par un chargement déviatorique sur la perméabilité des

échantillons à la température ambiante ( $25^{\circ}\text{C}$ ) et à la température plus élevée (maximum  $80^{\circ}\text{C}$ ) et (ii) la possibilité de rupture thermomécanique par la pressurisation thermique de fluide interstitiel dans un matériau endommagé. Il est important de mentionner que la saturation des échantillons est un point clé de cette étude car la désaturation des échantillons peut altérer les résultats de l'essai de perméabilité ainsi que la pressurisation thermique de l'échantillon.

Le premier chapitre de la thèse présente une étude bibliographique sur l'effet de l'endommagement sur le comportement thermo-hydro-mécanique des argiles de stockage. Dans ce chapitre on présente une synthèse des résultats obtenus sur le changement des propriétés hydrauliques des argiles de stockage dans la zone endommagée ainsi que sur l'effet de la température et la possibilité d'endommagement thermomécanique sur ces matériaux.

Dans le deuxième chapitre on présente un nouveau dispositif d'essai comportant une cellule triaxiale à cylindre creux avec faible chemin de drainage sous presse. Cette cellule a été conçue au CERMES (UR-Navier) et a été mise en œuvre pendant ce travail de recherche. La présentation du dispositif expérimental et des procédures d'étalonnage et de validation de la cellule a fait l'objet d'un article publié dans la revue 'International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences'.

Le troisième chapitre est consacré aux résultats obtenus sur l'argile de Boom. Après une étude bibliographique sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, on présente les procédures expérimentales appliquées sur cette argile ainsi que les résultats obtenus sur cette argile dont une partie est présentée sous forme d'un article écrit en anglais et soumis à la revue 'Engineering Geology'.

Le quatrième chapitre aborde le comportement de l'argile à Opalinus avec tout d'abord une étude bibliographique sur son comportement thermo-hydro-mécanique. Une étude de caractérisation thermique sur cette argilite est réalisée à partir d'un programme d'essais combinant différents chemins de sollicitations thermomécaniques et les résultats de cette étude sont présentés sous forme d'un article rédigé en anglais qui a été publié dans la revue 'Rock Mechanics and Rock Engineering'. Ce chapitre est complété par la présentation de résultats d'essais de perméabilité après ces différentes sollicitations thermomécaniques.

Le mémoire de thèse se termine par une conclusion générale ainsi que quelques futurs axes de recherche.

## *Chapitre I*

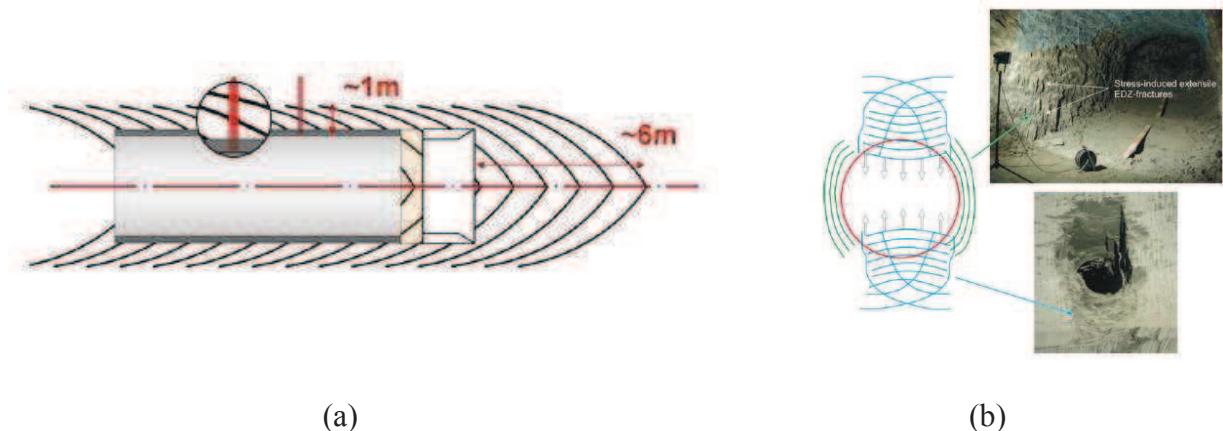
# **Etude bibliographique sur le comportement des argiles de stockage**

# 1 Etude bibliographique sur le comportement des argiles de stockage

Dans ce chapitre on présente une étude bibliographique concernant l'effet de l'endommagement sur le comportement thermo-hydro-mécanique des argiles de stockage. L'effet de l'endommagement sur les propriétés hydrauliques de ces matériaux d'abord sera présenté et ensuite l'effet de la température sur les argiles ainsi que la possibilité de l'endommagement thermomécanique seront discutés.

## 1.1 Zone endommagée autour d'une galerie de stockage (EDZ)

L'excavation des galeries dans les milieux géologiques hôtes est toujours accompagnée par la création d'une zone endommagée autour des galeries. La formation de cette zone est due principalement à la redistribution des contraintes engendrée par l'excavation. Son extension et sa géométrie dépendent de l'état des contraintes en place (isotrope ou anisotrope), des propriétés mécaniques de la formation, de la présence d'hétérogénéités et de fractures pré-existantes, de la méthode d'excavation et de soutènement [Tsang *et al.* 2005]. Cette zone perturbée est en général divisée en deux parties désignée "EdZ" et "EDZ". Le terme "EdZ" (excavation disturbed zone) est utilisé pour définir une zone perturbée dans laquelle les propriétés hydro-mécaniques et géochimiques sont modifiées sans effet majeur sur les propriétés des transferts de fluide dans le milieu et donc sans grand danger pour l'étanchéité du stockage. Le terme "EDZ" (excavation damaged zone) est utilisé pour une zone perturbée dans laquelle les propriétés hydro-mécaniques et géochimiques sont modifiées avec un effet significatif sur les propriétés des transferts de fluide dans le milieu comme un changement de la perméabilité du milieu de plus d'un ordre de grandeur [Bastien *et al.* 2007]. La structure de l'EDZ a été étudiée par Mertens *et al.* (2004) dans la formation de l'argile de Boom (Mol, Belgique) et par Bossart *et al.* (2002) pour la formation d'argile à Opalinus (Mont-Terri, Suisse). Son extension peut atteindre 1 à 2m à l'intérieur de la formation. La Figure 1-1a,b présente la forme typique des fractures 'en arrêtes de poisson' autour des galeries souterraines pour ces deux sites. Pour l'argile de Boom on observe plutôt des fissures de cisaillement (sous forme de bandes conjuguées) tandis que pour l'argile à Opalinus on observe une combinaison entre les fissures de cisaillement et les fractures de traction [Blümling *et al.* 2007].



*Figure 1-1 : Formes typiques de l’EDZ autour d’une galerie souterraine a) Formation d’argile de Boom b) Formation d’argile à Opalinus, d’après Blümling et al. (2007)*

L’EDZ est mieux caractérisé dans les différents travaux de recherche que l’EdZ et la limite d’extension de ce dernier est encore mal définie.

## 1.2 Effet de l’EDZ sur la perméabilité

La perméabilité de l’EDZ a été évaluée à partir d’essais in-situ [Meier *et al.* 2002, Bossart *et al.* 2002 , Bastien *et al.* 2007]. Les résultats de ces essais montrent un effet important de cette zone endommagée sur la perméabilité quand le massif est partiellement désaturé. Bossart *et al.* (2002) ont montré que l’effet de l’EDZ sur la perméabilité du massif mesurée par un test pneumatique est de plusieurs ordres de grandeur supérieures à celle de l’argile à Opalinus intacte. La Figure 1-2 montre le profil de perméabilité mesuré par Bossart *et al.* (2002).

Dans le cadre du projet SELFRAC, Bastiaens *et al.* (2007) ont montré qu’au delà d’une distance de 1m l’effet de la zone endommagée (EDZ+EdZ) sur la perméabilité est négligeable et que le changement observé de perméabilité (environ un ordre de grandeur) est dû à l’effet de changement de la contrainte autour de la galerie. La Figure 1-3a présente le changement de la perméabilité en fonction de la distance à la paroi de la galerie et la Figure 1-3b présente le changement de l’état de contrainte totale.

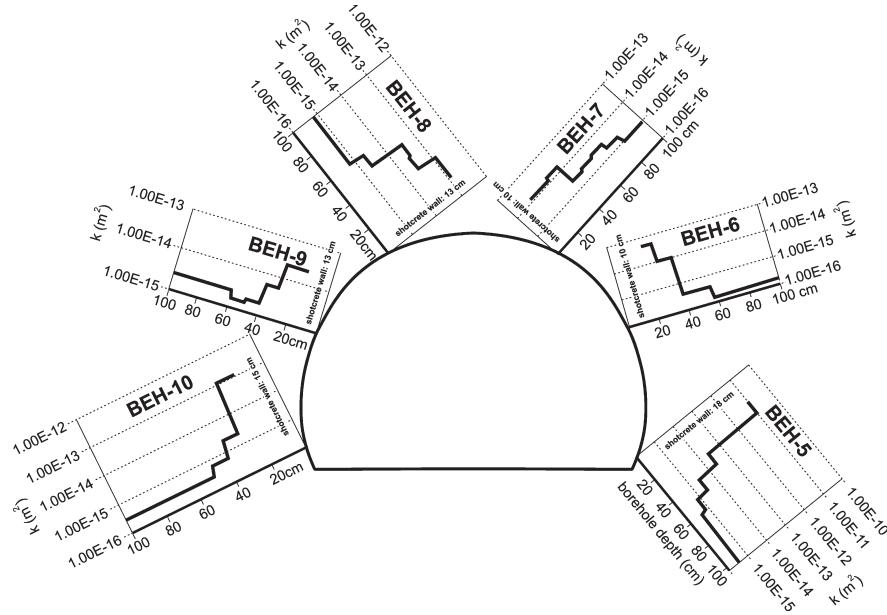


Figure 1-2 : Perméabilité de l'EDZ dans la formation d'argile à Opalinus, d'après Bossart et al. (2002)

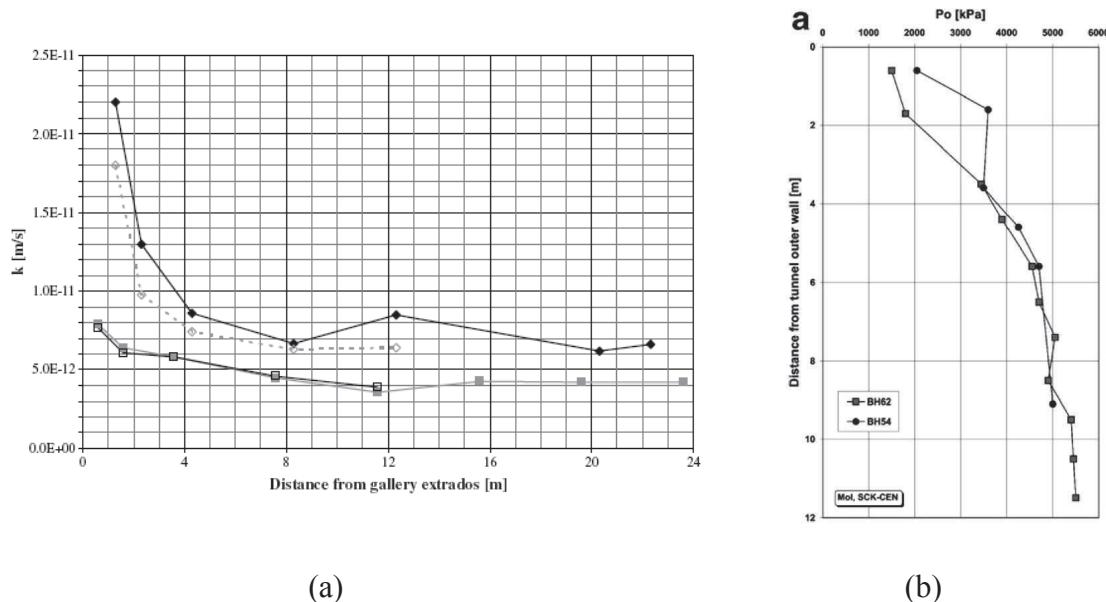


Figure 1-3 : a) Changement de perméabilité autour d'une galerie souterraine de formation d'argile de Boom b) Changement de l'état de contrainte totale, d'après Bastiaens et al. (2007)

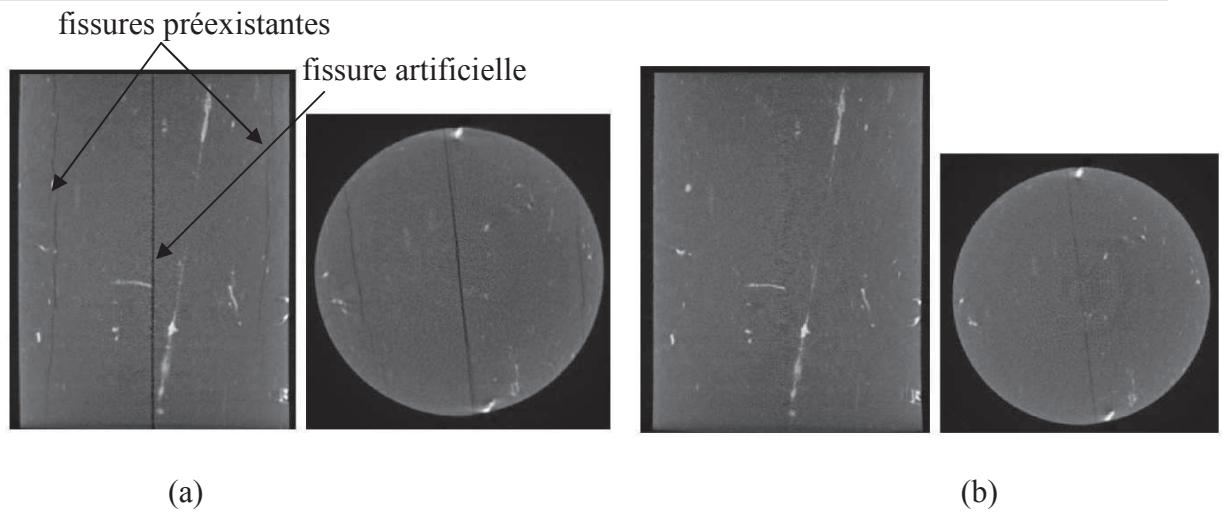
### 1.3 Scellement et cicatrisation des fissures

Le terme de scellement ("sealing" en anglais) et le terme de cicatrisation ("healing" en anglais) sont définis de la façon suivante dans le projet SELFRAc [rapport SELFRAc 2004]. Le scellement consiste en la diminution de la perméabilité de fissure par tous les processus hydromécanique, hydrochimique ou hydro-bio-chimique. La cicatrisation est le scellement

avec une perte de mémoire de l'état pré-cicatrisation, c'est-à-dire, une fracture cicatrisée n'est pas l'endroit préférentiel pour la création de nouvelles fissures. L'ensemble des résultats du projet SELFRAC montrent que les mécanismes majeurs de scellement dans les argiles de stockage sont le gonflement, la consolidation et le fluage [Van Geet *et al.* 2008] ainsi que l'effet du chargement mécanique (par exemple la contre pression appliquée sur l'EDZ par des matériaux gonflant de la barrière ouvragée). En revanche en ce qui concerne la cicatrisation des fissures, elle n'est pas significative pour l'argile de Boom et l'argile à Opalinus dans le temps relativement court des essais réalisés. On divise en deux groupes les essais réalisés dans la bibliographie pour montrer la possibilité du scellement des argiles de stockage : i) le scellement engendré par le gonflement lors du contact des argiles avec l'eau ii) le scellement engendré par le chargement mécanique.

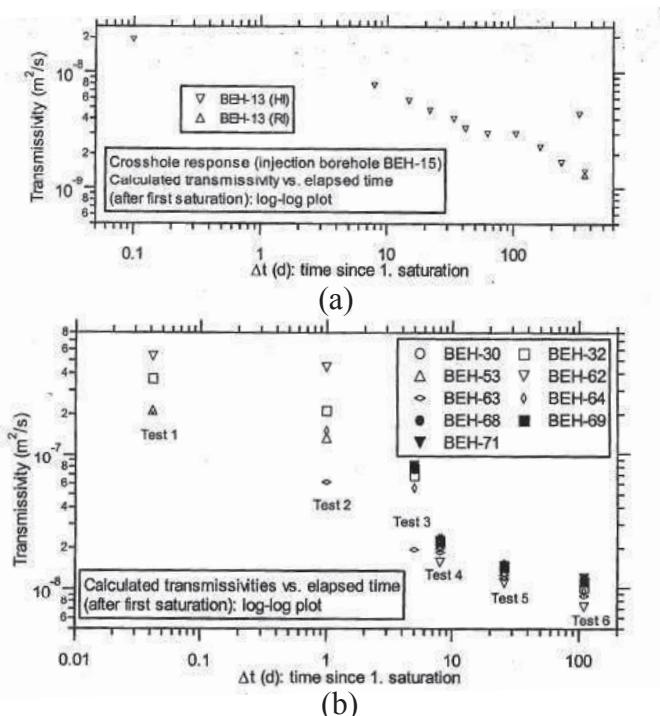
### 1.3.1 Scellement par le gonflement

Le scellement de l'argile de Boom et de l'argile à Opalinus par le gonflement est attesté par plusieurs essais du projet SELFRAC. Par exemple les photos de scan de microtomographie des échantillons de ces argiles avant et après des essais de perméabilité à l'eau montrent le scellement des fissures artificielles et préexistantes [Van Geet *et al.* 2008]. La Figure 1-4 montre les résultats de cet essai sur l'argile à Opalinus. En général le processus de scellement par gonflement est plus rapide pour l'argile de Boom que pour l'argile à Opalinus et les échantillons avec les fissures scellées ont la même perméabilité que les échantillons intacts. Les résultats des essais de perméabilité à l'eau réalisés par Davy *et al.* (2007) montrent aussi clairement la diminution de la perméabilité d'un échantillon d'argilite du Callovo-Oxfordien du laboratoire souterrain de Bure (COx) dans lequel une macro fissure a été préalablement créée par un essai brésilien. Ces auteurs montrent une diminution d'environ deux ordres de grandeur de la perméabilité de l'échantillon (la macro fissure) après mise en contact avec l'eau et la perméabilité finale obtenue est proche de celle de l'argilite intacte. Zhang *et al.* (2008) ont aussi observé une diminution importante de la perméabilité à gaz (quatre à cinq ordres de grandeur) après la saturation d'échantillons d'argile à Opalinus et d'argilite de COx initialement endommagés par un essai déviatorique.



*Figure 1-4 : Scellement des fissures artificielle et préexistantes dans un échantillon d'argile à Opalinus pendant un essai de perméabilité à l'eau a) Scan de  $\mu$ CT avant l'essai b) Scan de  $\mu$ CT après l'essai, d'après Van Geet et al.(2008)*

L'effet du scellement engendré par le gonflement de l'argile à Opalinus a été aussi montré dans les essais in-situ. Meier *et al.* (2002) ont mis en évidence que lors de la saturation d'un réseau de fractures ou d'une seule fracture, la transmissivité hydraulique diminue environ deux ordres de grandeur (Figure 1-5), ce qui montre l'effet important du scellement dû au gonflement.



*Figure 1-5 : Diminution de la transmissivité hydraulique lors d'un essai de saturation in-situ sur l'argile à Opalinus a) Une seule fracture b) Un réseau de fractures, d'après Meier et al. (2002)*

### 1.3.2 Scellement par le chargement mécanique

Les fissures engendrées dans l'EDZ peuvent être scellées sous la pression de gonflement appliquée par des matériaux de la barrière ouvragee (bentonite ou mélange argile-bentonite). Le scellement des fissures sous chargement mécanique a été montré par différents essais en laboratoire et in-situ. Davy *et al.* (2007) ont montré que l'ouverture d'une macro fissure dans un échantillon d'argilite de COx diminue avec l'augmentation de la pression de confinement et par conséquent la perméabilité au gaz de l'échantillon aussi diminue (Figure 1-6 a,b). Ces auteurs ont observé que la perméabilité diminue significativement lors du chargement mécanique mais cette diminution de perméabilité n'est pas réversible lors du déchargement des échantillons. Zhang *et al.* (2008) ont montré la diminution de la perméabilité au gaz des échantillons endommagés par les essais déviatoriques de l'argile à Opalinus et de l'argilite de COx avec l'augmentation de la pression de confinement. Ces auteurs ont mentionné aussi l'irréversibilité du changement de perméabilité lors du déchargement des échantillons, ce qui prouve d'après ces auteurs une fermeture plastique des fissures. Des résultats similaires sont aussi observés par Billiotte *et al.* (2008) et par Yang *et al.* (2010) sur l'argilite de COx.

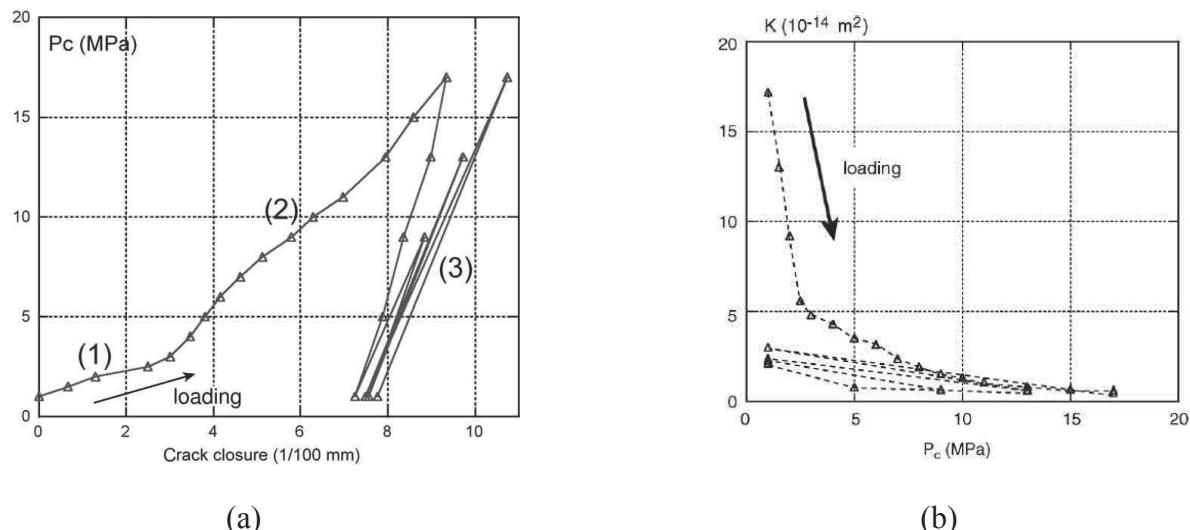


Figure 1-6 : Scellement d'une macrofissure avec l'augmentation du confinement a) diminution de l'ouverture d'une macrofissure b) diminution de la perméabilité au gaz de la macrofissure, d'après Davy *et al.* (2007)

Le scellement des fissures sous l'effet du confinement a été aussi montré par des essais in-situ. Dans le cadre du projet SELFRAC [rapport SELFRAC 2004], afin de simuler l'effet de la pression de gonflement des matériaux de la barrière ouvragee sur les propriétés hydrauliques de l'EDZ, un plateau de chargement a été placé contre les murs d'une galerie souterraine du site Mont-Terri, Figure 1-7 . Le chargement sur les parois du tunnel a été augmenté par paliers successifs de 1, 2, 3 et 4,8 MPa. Les mesures de conductivité

hydraulique de l'EDZ réalisés à chaque palier de chargement montrent une diminution importante de ce paramètre avec l'augmentation de la pression appliquée (environ deux ordres de grandeur), Figure 1-8.

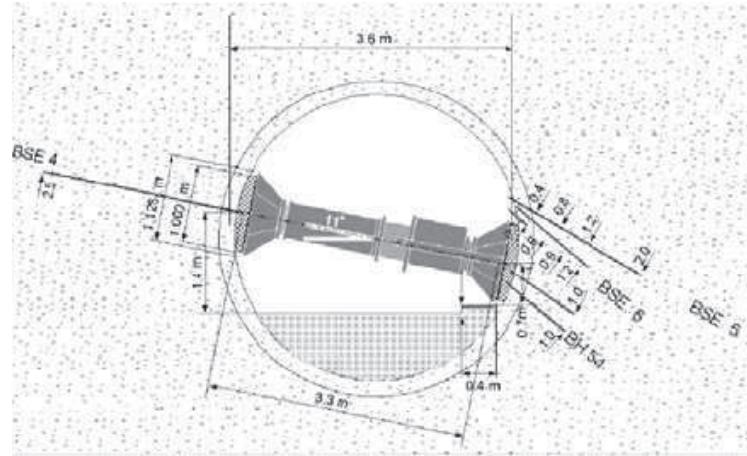


Figure 1-7 : Essai de chargement mécanique in-situ, appareil de chargement, d'après rapport SELFRAC (2004)

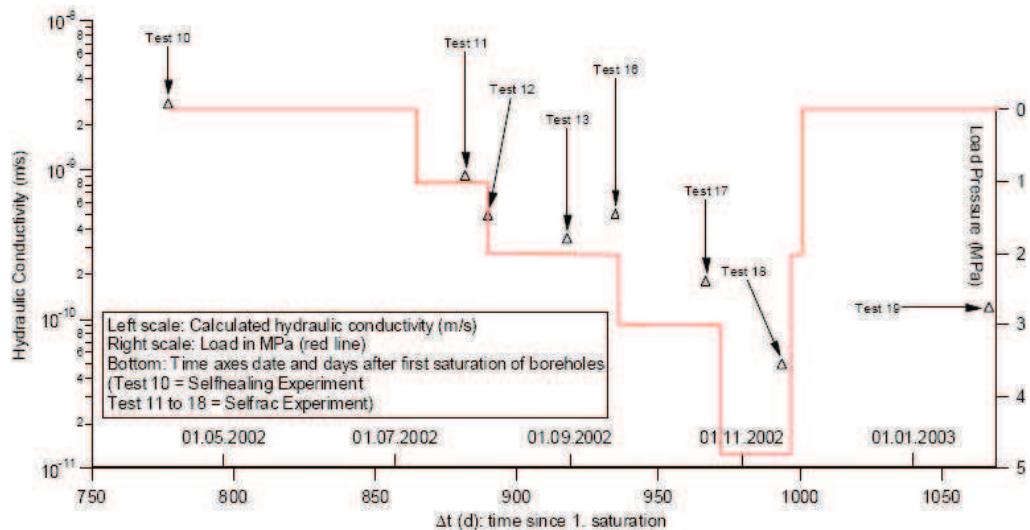
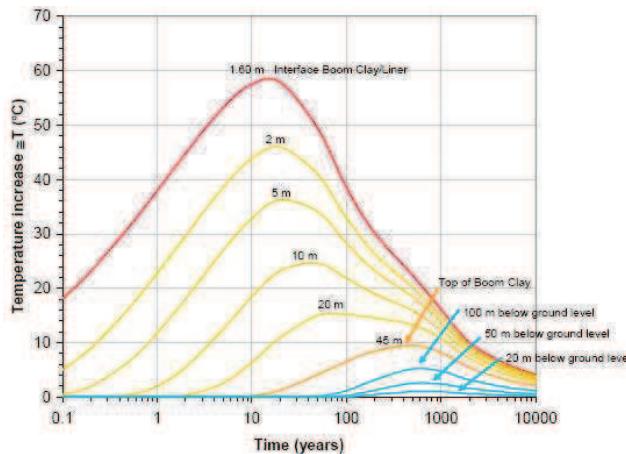


Figure 1-8 : Essai de chargement mécanique in-situ, diminution de la perméabilité avec le chargement, d'après rapport SELFRAC (2004)

## 1.4 Effet de la température sur l'EDZ

Après la mise en place des colis des déchets radioactifs dans les galeries souterraines de stockage, la température du milieu augmente à cause de la chaleur dégagée par ces déchets. L'évolution de la température autour d'une galerie souterraine de stockage est estimée pour différentes argiles de stockage [Rapport TIMODAZ 2007]. La Figure 1-9 montre cette évolution de la température calculée pour la formation d'argile de Boom. Ces estimations montrent que la température atteint son maximum au bout de dix ans environ. Ensuite la

température diminue progressivement et ne retrouve sa valeur initiale qu'après une période de plusieurs milliers d'années.



*Figure 1-9 : Evolution de la température à cause de la mise en place des déchets exothermiques dans la formation d'argile de Boom , d'après rapport TIMODAZ (2007)*

Les matériaux de l'EDZ lors de la mise en place des déchets exothermiques sont à l'état non saturé. En revanche les matériaux dans les zones lointaines sont à l'état de quasi-saturation. La resaturation complète de l'EDZ peut prendre quelques centaines d'années [Rapport TIMODAZ 2007], à comparer avec les quelques milliers d'années nécessaires pour que la température initiale soit retrouvée. Il est donc important d'étudier l'effet de la température sur les matériaux endommagés de l'EDZ non seulement à l'état non saturé, mais aussi à l'état saturé.

Compte tenu de la supériorité d'environ un ordre de grandeur du coefficient de dilatation thermique de l'eau comparé à celui de la matrice solide argileuse ainsi que de la faible perméabilité du milieu, une surpression interstitielle est engendrée par l'augmentation de température dans l'EDZ et dans les zones lointaines. Cette surpression interstitielle peut jouer un rôle important dans propagation des fissures de l'EDZ car elle diminue la contrainte effective moyenne et peut mettre en danger l'étanchéité de stockage par le changement les propriétés hydrauliques du milieu. L'augmentation de la température peut également modifier la résistance des matériaux de l'EDZ, accélérer les réactions physico-chimiques dans les argiles ainsi qu'accélérer le fluage des matériaux.

L'effet de la température sur les argiles saturées à l'état intact est étudié largement dans la bibliographie et des synthèses de ces travaux de recherche ont été présentées par Laloui (2001) et Cui *et al.* (2004). Une synthèse sur le comportement thermique des argiles de stockage (Boom, Opalinus et COx) a été également présentée dans le rapport TIMODAZ

(2007). En revanche les études sur des effets de la température sur les matériaux endommagés sont plus rares.

### 1.4.1 Effet de la température sur les argiles intactes à l'état saturé

#### 1.4.1.1 Effet de la température sur la déformation volumique des argiles

L'effet de la température sur les argiles à l'état saturé a été étudié par différents auteurs, entre autres, Campanella et Mitchell (1968), Baldi *et al.* (1988) , Sultan *et al.* (1998) Cekerevac *et al.* (2003). Ces études montrent que les argiles à l'état normalement consolidé ( $OCR=1$ ) se contractent pendant le chauffage. En revanche pour les argiles fortement surconsolidées on observe une réponse classique dilatante. Pour les argiles moyennement surconsolidées un comportement intermédiaire (au début dilatant et ensuite contractant) a été constaté, Figure 1-10.

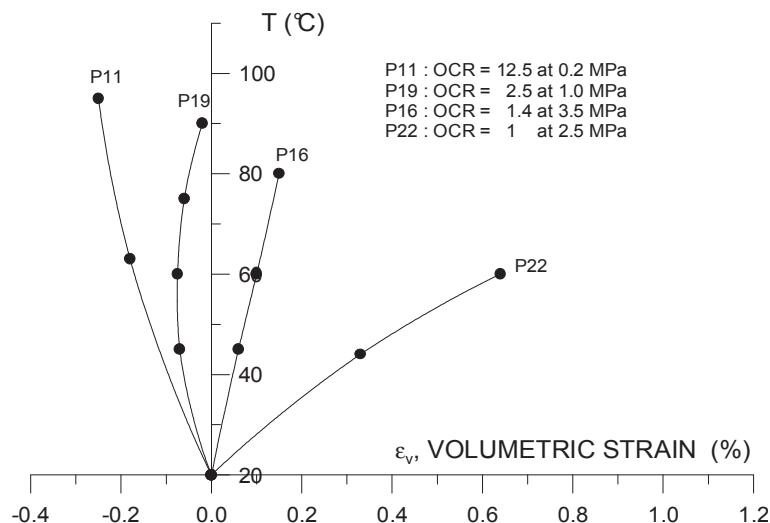


Figure 1-10 : Effet de chauffage à différents  $OCR$  sur l'argile de Pontida, d'après Baldi *et al.* (1988)

La contraction des argiles normalement consolidées et moyennement surconsolidées est attribuée au changement de la microstructure de ces matériaux lors de chauffage. D'après François (2008) les phénomènes suivants peuvent survenir pendant un essai chauffage :

- La résistance des liens entre particules diminue avec l'augmentation de la température, ce qui augmente la probabilité de glissement entre les particules pouvant engendrer un effondrement de la structure;
- La dégradation thermique de la couche d'eau adsorbée peut conduire à un réarrangement des particules;

- Le sol est un matériau composite et l'hétérogénéité de l'expansion thermique et de la rigidité des différents minéraux du squelette solide conduit à une redistribution des contraintes à l'échelle des particules lors d'une augmentation de la température;
- La dilatation de chaque constituant du sol conduit à une dilatation de la structure du sol. En supposant que l'arrangement des particules reste fixe, la dilatation de la structure augmente la taille des pores ce qui change l'équilibre des forces d'attraction de Van der Waals et des forces répulsives électrostatiques. Ce déséquilibre entre ces forces peut conduire au réarrangement des particules pour atteindre une nouvelle configuration d'équilibre.

La réponse volumique des argiles sous chargement thermique a été décrite par différents modèles de thermo-elasto-plasticité [Hueckel et Borsetto (1990), et Cui *et al.* (2000)].

#### ***1.4.1.2 Effet de la température sur les paramètres mécaniques des argiles***

La température peut modifier les paramètres mécaniques des argiles i.e. i) la contrainte de préconsolidation, ii) l'indice de compression et l'indice de gonflement, iii) la pente de la droite à l'état critique

##### i) Effet de la température sur la contrainte de préconsolidation

L'effet de la température sur la contrainte de préconsolidation a été étudié par plusieurs auteurs [e.g. Tidfors et Sälfors 1989, Eriksson 1993 ; Belanteur *et al.* 1997, Bouladi *et al.* 1994 ; Akagi et Komiya 1995, Sultan *et al.* 1998]. Les résultats de ces études confirment une diminution de la contrainte de préconsolidation avec l'augmentation de la température. Dans les travaux de Sultan *et al.* (1998) sur l'argile de Boom, quatre échantillons ont été consolidés sous 4 MPa puis chauffés jusqu'à 100°C. Un échantillon a été gardé à cette température et les trois autres ont été refroidis à différentes températures (23, 40, 70°C). Finalement ces échantillons ont subi un chargement mécanique isotrope (Figure 1-11). Le comportement volumique des échantillons montrent clairement une diminution de la contrainte de préconsolidation de l'argile de Boom pour les échantillons maintenus à température plus élevée.

##### ii) Effet de la température sur l'indice de compression et l'indice de gonflement

Campanella et Mitchell (1968) ont présenté les premiers travaux sur l'effet de la température sur l'indice de compression et l'indice de gonflement des argiles. Ils ont réalisé des essais de compression isotrope sur trois échantillons d'illite à trois températures

différentes (24,7- 37,7- 51,4°C). Leurs résultats montrent que ces indices ne sont pas affectés par la température, Figure 1-12 . D'après Cui *et al.* (2004) cette conclusion semble correcte lorsque le niveau de contrainte est relativement faible (inférieur à 1MPa) ; en revanche à plus forte contrainte, Sultan *et al.* (1998) ont montré que l'indice de compression à différentes température converge vers une valeur quand la contrainte totale augmente ce qui a été montré également par Tanaka *et al.* (1995).

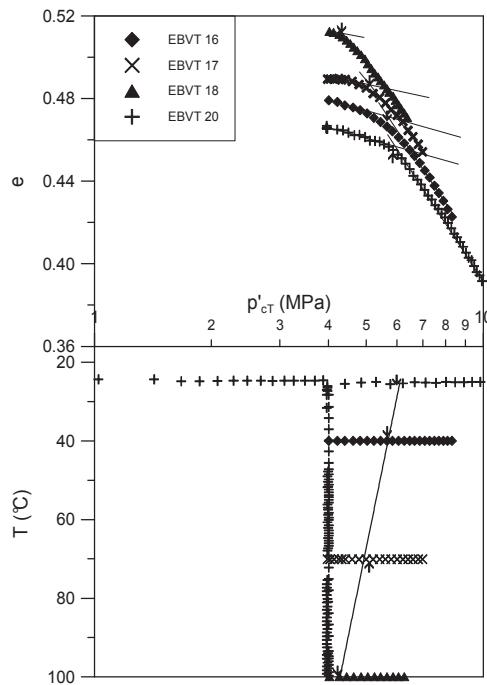


Figure 1-11 : Diminution de la contrainte de préconsolidation de l'argile de Boom avec la température, d'après Sultan *et al.* (1998)

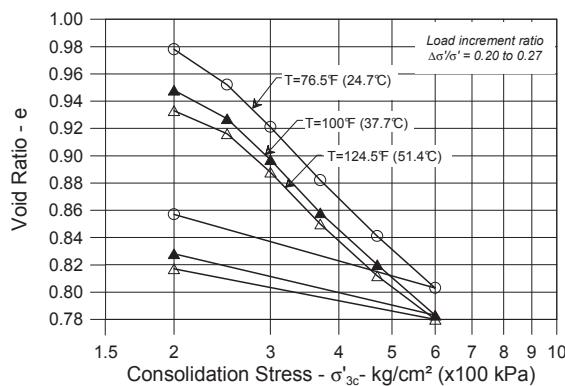


Figure 1-12 : Compression isotrope de trois échantillons d'illites à différentes températures, d'après Campanella et Mitchell (1968)

- iii) Effet de la température sur la résistance au cisaillement et pente de la droite d'état critique

La résistance au cisaillement des matériaux argileux peut augmenter ou diminuer ou rester insensible lors d'une augmentation de température [Laloui 2001]. Par exemple les essais réalisés sur les argiles de stockage (Boom, Opalinus et COx) montrent une légère diminution de la résistance au cisaillement pour l'argile de Boom [Hueckel *et al.* 2009], une diminution significative pour l'argile à Opalinus (Figure 1-13 d'après Zhang *et al.* (2007)) et aucun changement sensible pour l'argilite de COx (Figure 1-13 d'après Bauer (1997)).

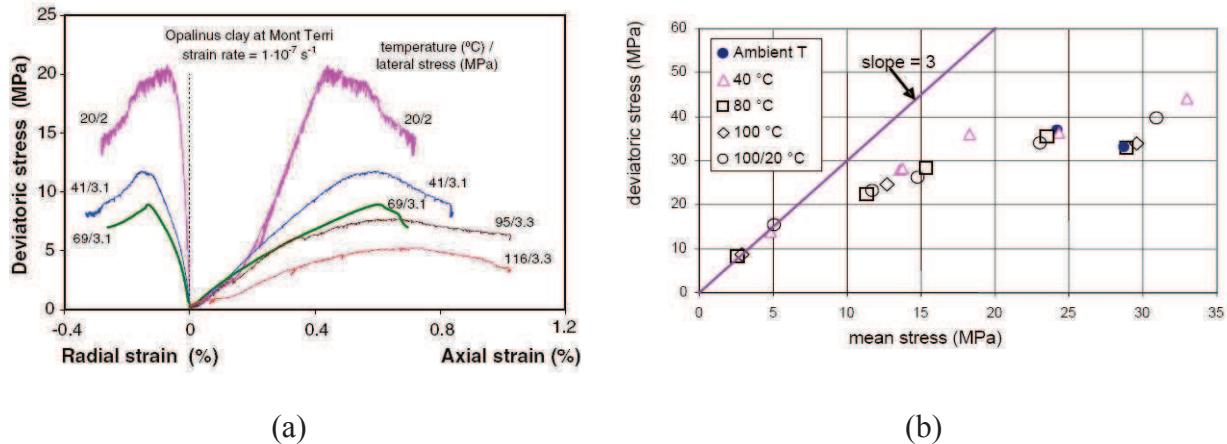
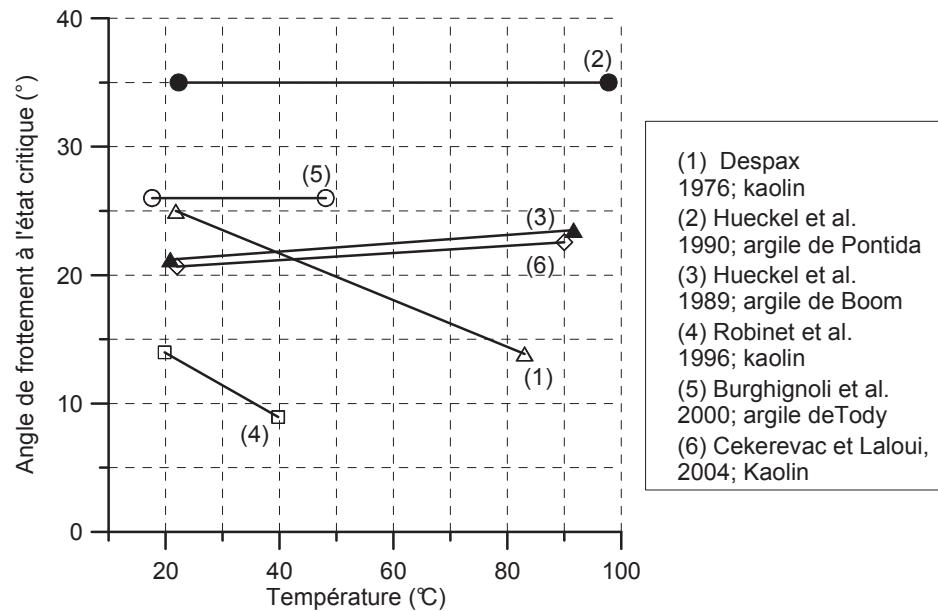


Figure 1-13 : Effet de la température sur la résistance au cisaillement de a) l'argile à Opalinus, d'après Zhang *et al.* (2007) b) l'argilite de COx d'après Bauer (1997)

Concernant la pente de l'état critique (ou l'angle de frottement), Laloui 2001 a mentionné que ce paramètre peut aussi augmenter ou diminuer ou rester insensible à un changement de température pour différents matériaux argileux. La Figure 1-14. présente le changement de l'angle de frottement avec la température pour différents matériaux. Pour certains matériaux comme le kaolin l'effet de la température est significatif. Despax (1976) et Robinet *et al.* 1996 ont observé une diminution importante de l'angle de frottement pour kaolin tandis que les résultats de Cekerevac et Laloui (2004) sur ce matériau montre une augmentation de l'angle de frottement. Hueckel *et al.* (2009) ont mentionné que l'évolution de la surface de charge ainsi que la pente de la droite d'état critique dépend de la nature des matériaux, l'état de matériaux vis-à-vis de la contrainte appliquée (surconsolidé ou normalement consolidé), l'histoire thermique ainsi que la condition de réalisation d'essai (drainée ou non drainée).



*Figure 1-14 : Effet de la température sur l'angle de frottement des matériaux argileux, complété à partir de Laloui 2001*

#### 1.4.1.3 Effet de la température sur la perméabilité des argiles

L'effet de la température sur la perméabilité des matériaux argileux a été étudié par différents auteurs. Entre autres, Habibagahi (1977) a étudié cet effet sur un mélange d'illite (70%) et de chlorite (20%). Il a montré que la conductivité hydraulique de matériau augmente avec la température, Figure 1-15a. Cette augmentation de la conductivité hydraulique peut être expliquée par la diminution de la viscosité de l'eau avec la température. Si on ré-interprète les données de Habibagahi (1977) en termes de perméabilité intrinsèque et d'indice des vides (Figure 1-15b) on observe que la perméabilité est quasiment insensible au changement de température. La même tendance est observée par Morin et Silva (1984), Towhata *et al.* (1993a), Khemissa (1998) sur différentes argiles. Concernant les argiles de stockage, Delage *et al.* (2000) ont étudié l'effet de la température sur la perméabilité de l'argile de Boom. Ils ont trouvé une relation linéaire entre la porosité et la perméabilité qui est indépendante de la température, Figure 1-16.

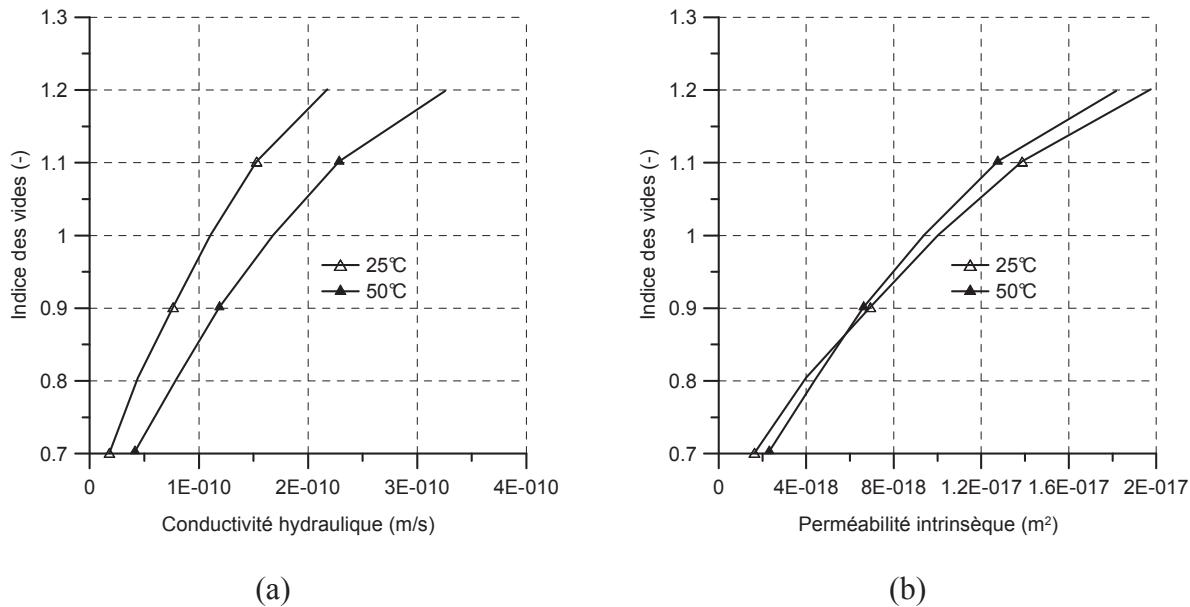


Figure 1-15 : Effet de la température sur la perméabilité d'une argile de mélange illite chlorite a) Conductivité hydraulique b) Perméabilité intrinsèque, d'après Habibagahi (1977)

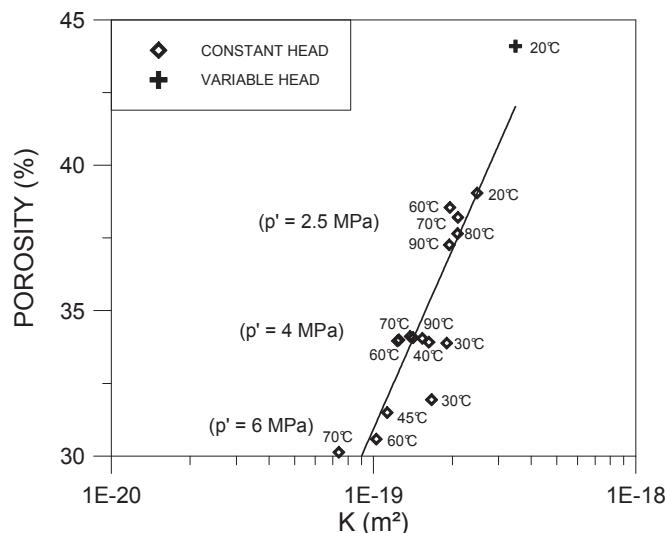


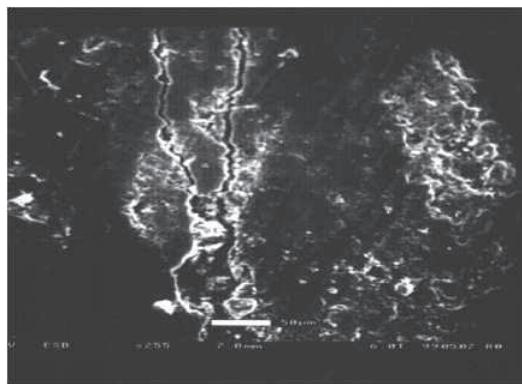
Figure 1-16 : Insensibilité de la relation perméabilité-porosité de l'argile de Boom avec température d'après Delage et al. (2000)

#### 1.4.2 Endommagement thermique

L'effet de pressurisation thermique de l'eau interstitielle des argiles lors d'un essai de chauffage non drainé sous contrainte isotrope a été montré par plusieurs auteurs. Entre autres, on peut mentionner les travaux de Campanella et Mitchell (1968), De Bruyn (1996), Hueckel *et al.* (1998), Abuel-Naga *et al.* (2007), Zhang *et al.* (2007) et Le (2008). Ce phénomène, comme cela a été mentionné plus haut, est dû à la différence entre le coefficient de dilatation thermique de l'eau et celui de la matrice solide d'argile. La surpression engendrée dépend de la porosité, de la compressibilité de la structure, ainsi que du coefficient

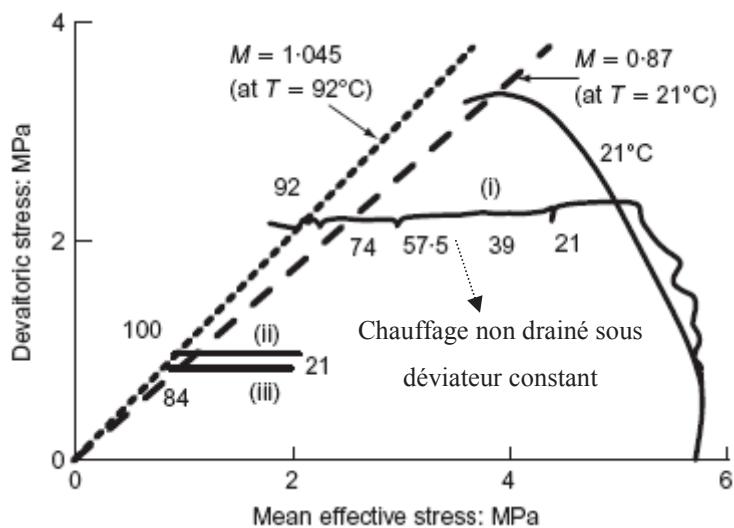
de dilatation thermique de l'eau interstitielle (qui peut être différent de celui de l'eau libre) et de celui des grains de chaque phase minérale.

Dans le contexte du stockage des déchets exothermiques, la surpression interstitielle thermique peut créer un endommagement dans le milieu. Bounenni (2002) a montré qu'un chauffage rapide d'argilite de COx à l'état saturé et non confiné dans un four à micro ondes peut engendrer des fissures ou même la rupture de l'échantillon, Figure 1-17 Cette rupture a été expliquée par la surpression thermique de l'eau interstitielle qui devient supérieure à la résistance à la traction de l'échantillon.

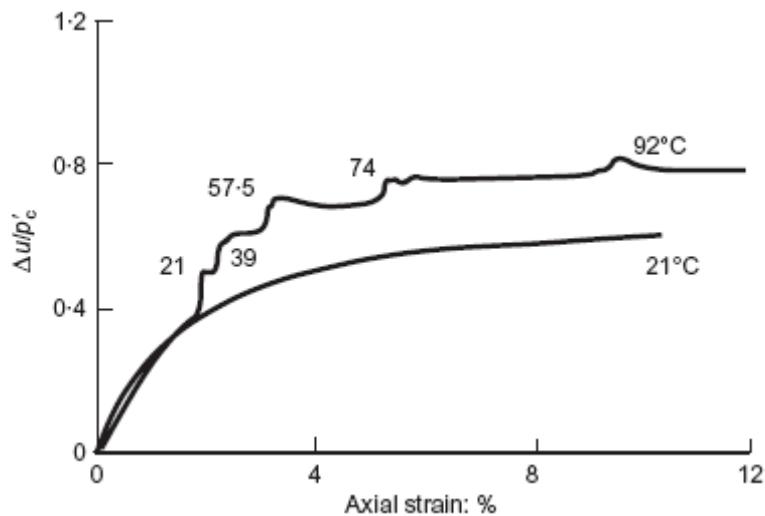


*Figure 1-17 : Fissures de traction créées dans l'argilite de COx saturée pendant un essai de chauffage rapide au four à microonde, d'après Bounenni (2002)*

Il faut noter que l'essai présenté par Bounenni (2002), malgré l'évidence d'une rupture thermique nette de l'échantillon, est loin des conditions de contrainte et de température in-situ autour d'une galerie souterraine de stockage. Hueckel et Pellegrini (1991) ont montré la possibilité de l'endommagement thermique sous des conditions proches de celles in-situ. Pour cela, ils ont d'abord saturé des échantillons d'argile de Boom et d'argile silteuse de Pontida sous une contrainte effective initiale de 5.7 MPa et 2.5 MPa respectivement. Ensuite la contrainte déviatorique a été augmentée jusqu'à une valeur correspondante de l'état de contrainte autour de la galerie après mis en place des conteneurs de déchets. Finalement, l'échantillon a été chauffé en condition non drainée en maintenant le déviateur constant, Figure 1-18. La surpression interstitielle engendrée dans l'échantillon par le chauffage non drainé diminue la contrainte effective appliquée sur l'échantillon et engendre la rupture des échantillons. Cette rupture thermo-mécanique est accompagnée d'une large déformation axiale de l'échantillon pour les deux argiles testées ainsi que de la formation d'un plan de rupture pour l'argile de Boom, Figure 1-19.



*Figure 1-18 : Possibilité de rupture thermomécanique de l'argile de Boom pendant un essai de chauffage non drainé sous contrainte déviatorique constante, d'après Hueckel et Pellegrini (1991)*



*Figure 1-19 : Evolution importante de la déformation axiale de l'échantillon due à la rupture thermomécanique de l'argile de Boom, d'après Hueckel et Pellegrini (1991)*

Ces essais qui ont été réalisés sur des matériaux initialement intacts, montrent clairement la possibilité de rupture thermo-mécanique autour d'une galerie souterraine de stockage dans laquelle des déchets exothermiques sont entreposés.

## 1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique a été présentée sur l'effet de l'endommagement sur la perméabilité des argiles de stockage. De nombreux résultats ont été obtenus dans le cadre du projet européen SELFRAC ainsi que dans les travaux de recherche réalisés depuis ce projet. Ces résultats confirment la capacité importante du scellement des argiles de stockage. Le scellement des fissures dû aux phénomènes physico-chimique (gonflement) ou dû chargement mécanique diminue la perméabilité de matériaux endommagés de plusieurs ordres de grandeur.

Les études réalisées sur l'effet de la température sur les argiles ont montré qu'une augmentation de température peut engendrer des déformations volumiques irréversibles et peuvent changer les paramètres mécaniques. La perméabilité intrinsèque des argiles semble insensible à un changement de température (dans la gamme qui nous intéresse ici). Enfin, nous avons montré qu'une augmentation de pression interstitielle d'origine thermique pouvait conduire à la rupture.

Nous avons souligné que la plupart des études sur l'effet de la température sur les argiles concernent des matériaux intacts. C'est pourquoi un des thèmes centraux du projet européen TIMODAZ « Thermal Impact on the Damaged Zone Around a Radioactive Waste Disposal in Clay Host Rocks» concerne l'effet thermique pour une argile endommagée. En ce qui concerne l'effet de la température sur les matériaux endommagés on peut poser les questions suivantes?

1. Quel est l'effet de l'endommagement sur la pressurisation thermique et la rupture thermo-mécanique des matériaux ?
2. Est-ce que l'augmentation de la température peut augmenter la perméabilité des matériaux endommagés ?

Pour répondre à ces questions une approche expérimentale macroscopique a été choisie. Un nouveau dispositif expérimental basé sur une cellule triaxiale à cylindre creux à court chemin de drainage a été développé pendant ce travail de recherche et fait l'objet du chapitre II.

## *Chapitre II*

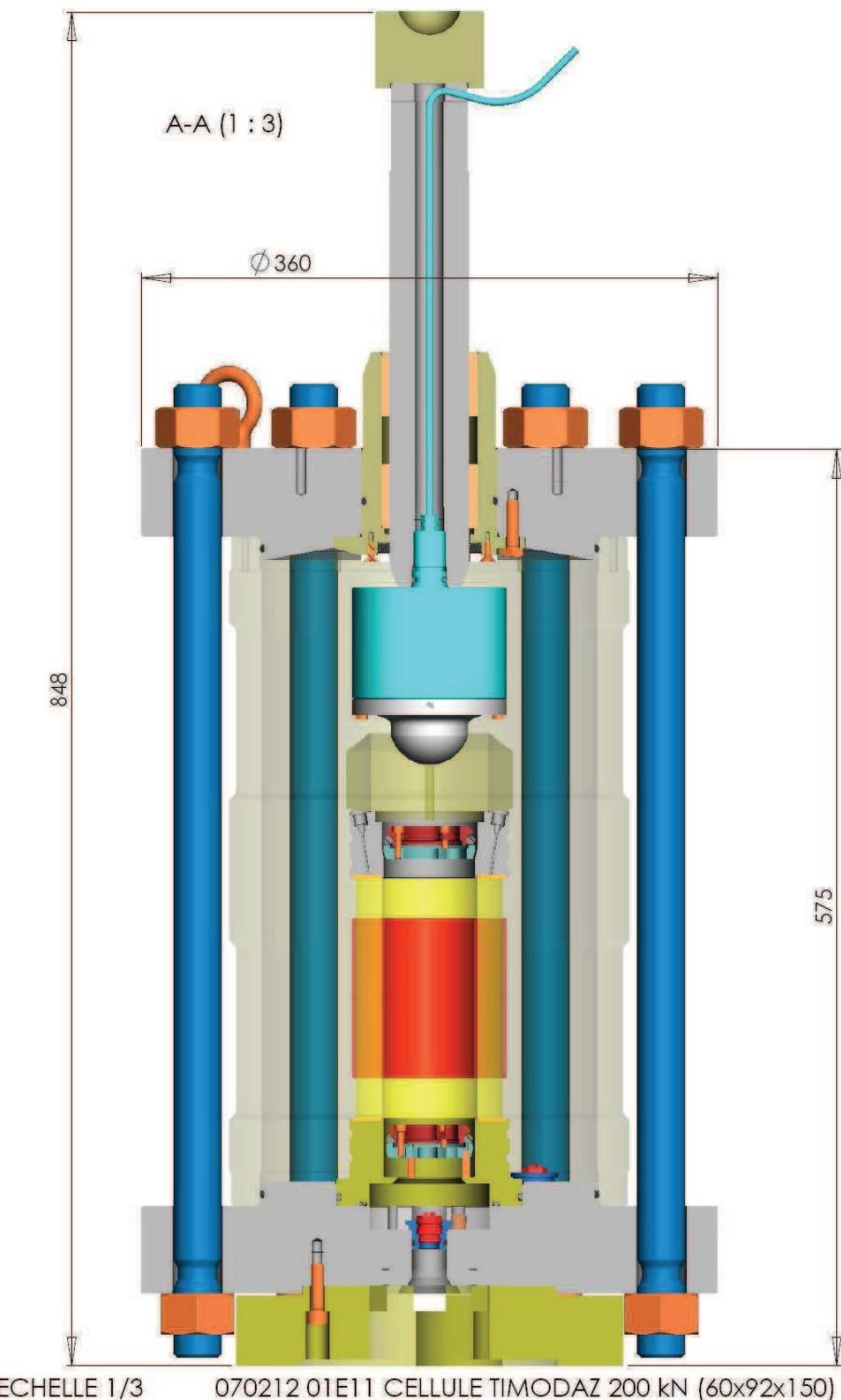
# **Nouvelle cellule triaxiale à cylindre creux à court chemin de drainage**

## 2 Introduction

La resaturation des matériaux argileux peu perméables initialement non saturés dans les cellules triaxiales classiques est une procédure extrêmement longue. Cette durée importante est due à la longueur du chemin de drainage des échantillons (38 mm pour un échantillon de 76 mm hauteur drainé à ses deux extrémités et 76 mm ce même échantillon drainé à une seule extrémité). De plus, la réalisation des essais drainés avec ces longueurs de drainages nécessite une vitesse de chargement extrêmement faible.

Afin de surmonter ces problèmes une nouvelle cellule triaxiale à cylindre creux a été conçue et réalisée au sein du l'équipe CERMES-Géotechnique de UR-NAVIER. Les détails de ce dispositif ainsi que les essais d'étalonnage et de validation sont présentés sous la forme d'un article rédigé en anglais qui a été publié dans '*International Journal of Rock Mechanics and Mining sciences*'. Quelques éléments supplémentaires sur l'effet de la membrane autour de l'échantillon sur la déformation mesurée par les LVDTs ainsi que le choix d'éléments perméables placés sur les surfaces intérieur et extérieur de l'échantillon sont ensuite présentés.

## 2.1 A new hollow cylinder triaxial cell to study the behavior of geo-materials with low permeability





Contents lists available at ScienceDirect

## International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/ijrmms](http://www.elsevier.com/locate/ijrmms)



# A new hollow cylinder triaxial cell to study the behavior of geo-materials with low permeability

M. Monfared, P. Delage, J. Sulem\*, M. Mohajerani, A.M. Tang, E. De Laure

CERMES - UR Navier, Université Paris-Est, École des Ponts Paris Tech, 6-8 Av. Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs sur Marne, 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2, France

## ARTICLE INFO

### Article history:

Received 22 June 2010

Received in revised form

9 November 2010

Accepted 22 February 2011

Available online 22 March 2011

### Keywords:

Rock testing

Hollow cylinder

Triaxial cell

Saturation

Low permeability

Drainage

Argillite

## ABSTRACT

A new hollow cylinder triaxial cell (60 mm internal diameter and 100 mm external diameter) has been designed to study the behavior of low permeability saturated geo-materials such as stiff clays or argillites under controlled temperature and pore pressure conditions. The main advantage of this device is the short drainage path allowed by the hollow cylinder geometry that is reduced to half the thickness of the sample (10 mm)—four times less than that of standard full cylinder samples of 78 mm height. The reduced drainage path allows a significantly faster resaturation procedure of initially unsaturated samples compared to conventional full cylindrical samples. It also permits the achievement of drained conditions (i.e. negligible excess pore pressure during testing) with a higher loading rate. A numerical simulation of the saturation process demonstrates that the resaturation of the hollow cylinder clay sample can be achieved almost 30 times faster than in standard full samples that are drained at one end, and about seven times faster than in samples drained at both ends. Appropriate loading rates to be used in drained tests on stiff clays and argillites are also discussed based on a numerical simulation of the isotropic compression test. The effect of the deformability of the drainage system on the measured parameters during undrained tests is also analyzed. A correction method is proposed, based on the work of Bishop, by considering the deformability of the porous elements and of the drainage system.

© 2011 Elsevier Ltd. All rights reserved.

## 1 Introduction

Storage of high activity radioactive waste in deep geological formations is considered as a possible solution for long term repository. The very low permeability of natural barriers is essential to ensure long term storage safety. In this regard, storage in low permeability argillite with favourable self sealing properties [1] appears to be an appropriate option in various countries including Switzerland (Opalinus argillite [2]) and France (Callovo-Oxfordian argillite [3]).

Hydro-mechanical testing in argillites presents significant difficulties related to their very low permeability ( $k < 10^{-19} \text{ m}^2$ ). In standard triaxial testing, a first delicate and long procedure consists in resaturating standard argillite triaxial cylindrical samples (38 mm in diameter, 76 mm in height) that have inevitably been desaturated during the processes of coring, transport, conservation and trimming in the laboratory. Also, testing in fully drained conditions (i.e. with no induced change of pore pressure) requires extremely slow testing rates given the drainage length of the sample that is equal to the mid-height (38 mm). Obviously, the very long duration of tests makes it difficult to obtain large data bases and fully drained tests in properly saturated samples of argillites appear to be scarce. A possible solution to overcome this problem is the reduction of the sample height as done by Coll [4] and Escoffier et al. [5] but then the standard slenderness ratio (height/diameter  $\geq 2$ ) is not satisfied and the influence of the friction between the platens and the sample may be significant. Lenoir et al.[6] kept a slenderness ratio of two by adopting small cylindrical samples of 20 mm in height and 10 mm in diameter, with a drainage length of 10 mm. Compared to a 38 mm drainage length and given the diffusion nature of the pore pressure change equation [7], a reduction by a factor of approximately 16 of the pore pressure diffusion rate can reasonably be expected with a drainage length of 10 mm that is approximately four times smaller than that of standard triaxial specimens (38 mm). It appears however impossible to monitor local strains in such small samples and only global volumetric changes and external axial strain can be monitored.

To cope with these difficulties, a new specific triaxial system was designed. In this device the length of drainage was reduced by adopting hollow cylindrical samples with enhanced drainage ensured along the inner and outer lateral faces. The external and internal diameters of the specimen have been taken equal to 100 mm and 60 mm respectively, providing a sample thickness of 20 mm. The sample height is between 75 and 80 mm. With this sample

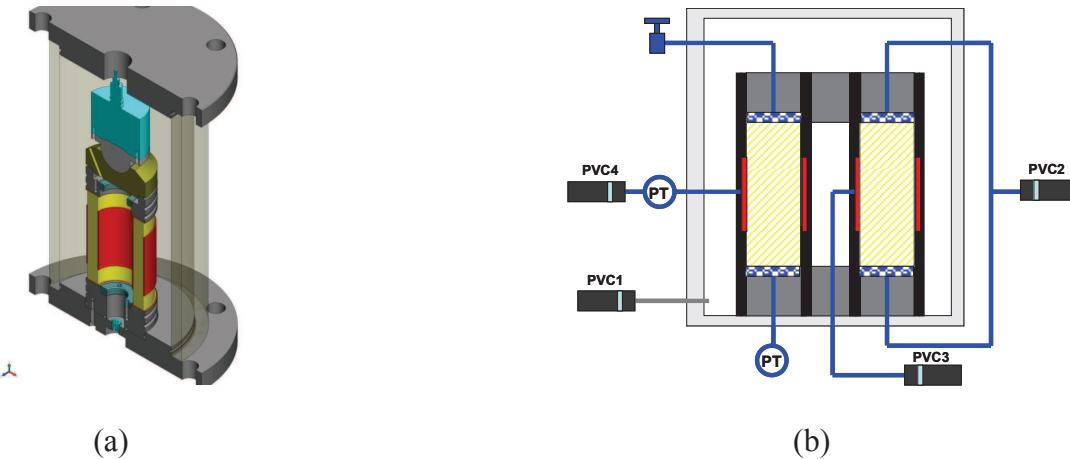
the slenderness ratio ( $H / (\varphi_{ext} - \varphi_{int})$ ) is thus equal to 3.75-4 which is about twice larger than the standard triaxial samples, thus optimizing end effects.

Standard triaxial stress conditions are ensured by applying the same confining pressure in both the inner and outer cylindrical faces of the sample. Shearing is carried out by applying axial loading by using a loading frame with a capacity of 25 tons. In this system, lateral drainage is also ensured by placing two geotextile bands along both the inner and outer lateral faces of the sample, reducing the drainage length to 10 mm, i.e. half the thickness of the hollow cylinder. A local strain measurement system is also installed around the external face of the specimen.

In this paper, the experimental device is first described in details and the procedure of preparing hollow cylinder specimens in argillites is presented. Various calibrations tests have been carried out to quantify the effect of the compressibility of the drainage system during undrained tests. Feasibility tests were also carried out on a sandstone (Rothbach sandstone). Finally the cell is used to resaturate an Opalinus argillite ( $k \approx 10^{-20} \text{ m}^2$ ) sample. A numerical analysis of the resaturation process of this argillite is performed and the time needed to resaturate the sample is predicted. The saturation of the sample is verified by performing an undrained isotropic compression test and by evaluating the Skempton coefficient. In order to investigate the appropriate range of loading rates that are necessary to ensure a drained condition, a numerical analysis of the pore pressure change inside the sample as a function of the loading rates on Opalinus argillite is proposed for various drainage conditions.

## 2 Experimental setting and sample preparation

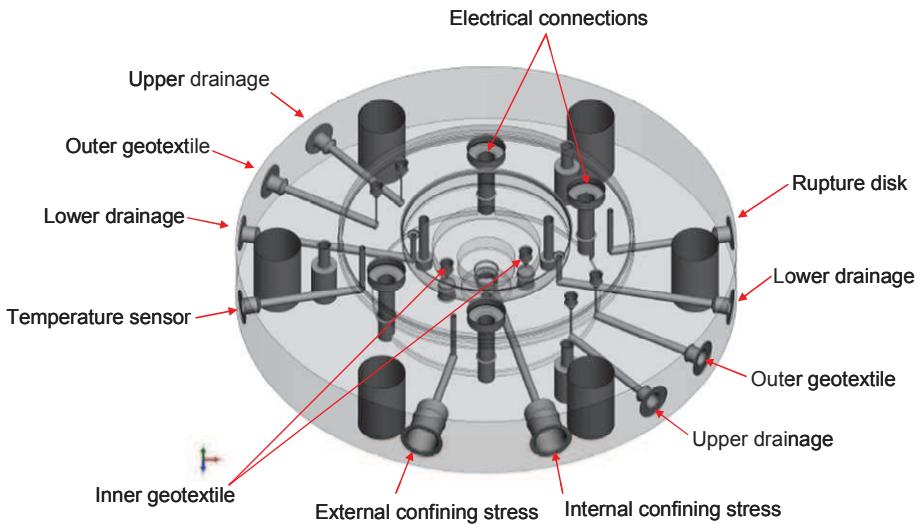
A global overview of the cell is presented in Fig. 1a that schematically shows the hollow cylinder specimen ( $\varphi_{ext}$ : 100 mm,  $\varphi_{int}$ : 60 mm, H: 75-80 mm) inside the specially designed triaxial cell. One can observe the inner and outer lateral geotextiles that are placed along the sample with no contact with the upper and lower sample drainages (the geotextile height can vary between  $H/2$  and  $H/3$ ). The upper and lower bases were specially designed to be adapted to the hollow cylinder geometry and to ensure water tightness of the external and internal membrane fixations. An immersed force sensor able to withstand fluid pressures up to 10 MPa and temperature up to 100°C directly measures the axial force. The upper base includes an internal duct so as to apply the same confining pressure in the inner and outer volumes.



*Fig. 1a). Hollow cylinder triaxial cell. b) General setting of the hydraulic connections*

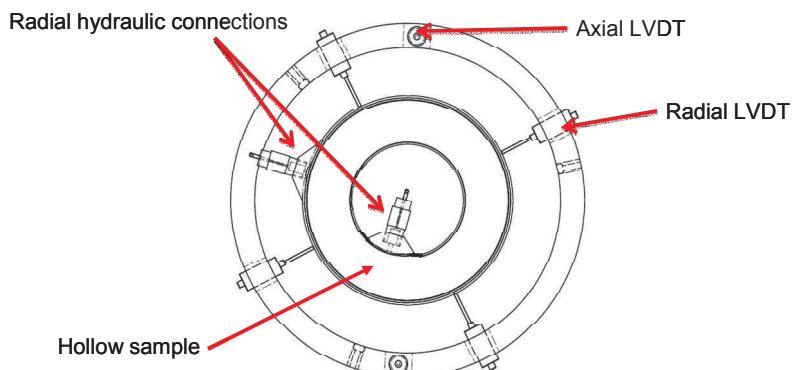
Given the large external diameter of the sample, a large stainless steel cell able to withstand confining pressures up to 30 MPa has been designed. As seen in Fig. 2 in which a schematic view of the lower cell base is presented, internal ducts have been machined so as to allow for fluid connections (confining pressure, pore fluid drainage from upper and lower porous disks and from the inner and outer lateral geotextiles), internal temperature measurement and local strain measurement system using LVDTs. The cell cylinder is 250 mm thick and 420 mm high so as to accommodate the immersed force sensor. Given the weight of the cell components (close to 80 kg each), an elevator has to be used to move and assemble the various parts.

Fig. 1b shows a schematic view of the hydraulic connections between the sample, the pressure-volume controllers (PVC) and the pressure transducers (PT). The system includes a high pressure (10 MPa) pressure-volume controller (PVC1) to apply the confining pressure in the inner and outer cell volumes. Three PVCs are used to apply and control the pore fluid pressure: PVC2 is connected to the upper and lower ends of the sample, PVC3 to the inner boundary and PVC4 to the outer boundary. Fig. 3 presents a scheme of the system used to monitor local strains, allowing for the fixation of 4 radial and 2 axial LVDTs (precision  $\pm 1 \mu\text{m}$ ). This figure also shows the inner and outer radial connections to the geotextiles. Particular care had to be taken in the design of these connections so as to avoid any membrane punching at high pressure. Special hollow porous disks were also machined to ensure drainage on the upper and lower ends of the hollow cylinder sample.



*Fig. 2. Cell base*

The device is equipped with a heating system that consists of a heating belt placed around the cell and of a temperature regulator that controls the temperature with a precision of  $\pm 0.1^\circ\text{C}$ . The temperature is measured inside the cell close to the sample by a thermocouple. The cell is covered by an insulating layer in order to limit heat exchanges with the environment. In this paper, only isothermal tests performed at  $25^\circ\text{C}$  are presented. The heating system was thus used to maintain a constant  $25^\circ\text{C}$  temperature during the tests. Silicon oil is used as confining fluid because of appropriate low viscosity and electrical insulation properties



*Fig. 3. Local strain measurement system*

An important challenge is the preparation of the hollow cylinder sample. The marked anisotropic nature of Opalinus argillite makes it quite difficult to trim samples along the bedding plane without breaking them. Failure along bedding planes also occurs by drying, whereas wetting can also induce swelling and cracking [8]. A cylinder of desired height is cut from the initial core by using a hand saw. To prevent drying cracks during trimming, the outer face of the sample is covered by a neoprene membrane. The ambient air close to the sample is also regularly saturated by vaporising water (not directly on the sample). The inner hole of the sample is cored by using a diamond coring bit in dry conditions. A special metal confining mould was designed to ensure proper sample conservation while trimming the internal cylinder.

Sample preparation is much easier in Rothbach sandstone thanks to its good homogeneity and resistance. Sample coring was done in wet condition by using a diamond coring bit. The hollow cylinder sample was prepared by coring from a block a cylindrical sample with a 100 mm external diameter and then by coring the internal hole of 60 mm in diameter.

### 3 Poro-mechanical framework

As mentioned above, particular attention is devoted in this work to the resaturation procedure in low permeability argillite samples. Good initial saturation of specimens is commonly checked by measuring the Skempton parameter  $B$  through an undrained isotropic compression test. The  $B$  coefficient is defined as the ratio between the induced pore pressure increment  $\Delta u$  and the applied isotropic total stress increment  $\Delta \sigma$  ( $B = \Delta u / \Delta \sigma$ ). To further investigate the experimental determination of the  $B$  coefficient in porous materials, it is necessary to briefly recall the governing equations that describe the response of saturated porous materials during a mechanical test [7, 9-13].

#### 3.1 Isotropic poro-elasticity

The sample volume change and pore volume change are considered to be functions of the Terzaghi effective stress ( $\sigma_d = \sigma - u$ ) and of pore pressure ( $u$ ):

$$\frac{dV}{V} = -c_d d\sigma_d - c_s du \quad (1)$$

$$\frac{dV_\phi}{V_\phi} = -\frac{c_d - c_s}{\phi} d\sigma_d - c_\phi du \quad (2)$$

where  $\phi$  is the Eulerian porosity of the material:

$$\phi = \frac{V_\phi}{V} \quad (3)$$

$V_\phi$  and  $V$  are the volume of porous space and total volume in actual (deformed) state respectively.

$c_d$ ,  $c_s$  and  $c_\phi$  are the drained, the unjacketed and the pore volume compressibility of the material respectively:

$$c_d = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial \sigma_d} \right)_u, \quad c_s = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial u} \right)_{\sigma_d}, \quad c_\phi = -\frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial u} \right)_{\sigma_d} \quad (4)$$

Parameter  $c_d$  can be measured during a drained test in which the pore pressure is kept constant, parameter  $c_s$  can be measured during an unjacketed test in which the Terzaghi effective stress is kept constant (i.e. by simultaneously increasing the confining pressure and pore pressure with equal rates). As mentioned in earlier studies [10,13], the experimental measurement of parameter  $c_\phi$  is difficult and it will be assumed here equal to  $c_s$  [11].

Undrained loading is achieved by keeping the mass of the pore fluid inside the sample constant ( $dM_w = 0$ ). This condition leads to a pore pressure increase when the sample is loaded. For a saturated sample, the fluid mass inside the sample is:

$$M_w = \phi V \rho_w \quad (5)$$

where  $\rho_w$  is the density of the pore fluid (water).

Derivation of Eq. (5) gives:

$$dM_w = \phi V \rho_w \left( \frac{d\phi}{\phi} + \frac{dV}{V} + \frac{d\rho_w}{\rho_w} \right) \quad (6)$$

The porosity change is obtained from Eq. (3):

$$\frac{d\phi}{\phi} = \frac{dV_\phi}{V_\phi} - \frac{dV}{V} \quad (7)$$

The change of the fluid density is:

$$\frac{d\rho_w}{\rho_w} = c_w du \quad (8)$$

where  $c_w$  is the compressibility of the fluid:

$$c_w = -\frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial u} \right) \quad (9)$$

By replacing Eq. (1), (2), (7) and (8) into Eq. (6) the following relation is obtained for the change of fluid mass:

$$dM_w = \phi V \rho_w \left[ -\frac{1}{\phi} (c_d - c_s) d\sigma_d - c_s du + c_w du \right] \quad (10)$$

From the condition ( $dM_w = 0$ ) the induced pore pressure is obtained as:

$$du = \frac{c_d - c_s}{c_d - c_s + \phi(c_w - c_s)} d\sigma \quad (11)$$

The ratio between the change in pore pressure and the change in total applied stress is the well-known Skempton coefficient B. Its theoretical expression is given by:

$$B = \frac{c_d - c_s}{c_d - c_s + \phi(c_w - c_s)} \quad (12)$$

In equation (12) the denominator is the so-called storage coefficient S:

$$S = c_d - c_s + \phi(c_w - c_s) \quad (13)$$

The volume change of the sample during an undrained test can be written as follows:

$$\frac{dV}{V} = -c_u d\sigma \quad (14)$$

where  $c_u$  is the undrained bulk compressibility. This parameter can be obtained by incorporating Eq. (11) into Eq. (1):

$$c_u = c_d - B(c_d - c_s) \quad (15)$$

### 3.2 Extension to transverse isotropic materials

The above framework can be extended to transverse isotropic materials [14]. The  $x_1$ -axis is taken normal to the sample stratification and the  $(x_2, x_3)$  plane parallel to it. The stress-strain elastic relationship for a transverse isotropic material is:

$$\begin{pmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}_1 \\ \boldsymbol{\varepsilon}_2 \\ \boldsymbol{\varepsilon}_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} \\ \frac{-\nu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & \frac{-\nu_{23}}{E_2} \\ \frac{-\nu_{21}}{E_2} & \frac{-\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_1 \\ \boldsymbol{\sigma}_2 \\ \boldsymbol{\sigma}_3 \end{pmatrix} \quad (16)$$

where  $E_2, \nu_{23}$  are the Young modulus and Poisson ratio in the isotropic plane ( $x_2, x_3$ ) and  $E_1, \nu_{12}$  are the Young modulus and Poisson ratio in the ( $x_1, x_2$ ) plane, respectively. The Young modulus and Poisson ratios verify the following identity:

$$\frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2} \quad (17)$$

In an isotropic loading ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$ ), the drained compressibility ( $c_d$ ) is obtained as:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \left( \frac{1}{E_1} (1 - 4\nu_{12}) + \frac{2}{E_2} (1 - \nu_{23}) \right) \sigma_0 = c_d \sigma_0 \quad (18)$$

It is assumed that the solid constituent that composes the porous rock is isotropic and that the macroscopic anisotropy is of structural origin (stratification). The Skempton coefficient B is generalized to a tensor  $B_{ij}$ . The components of the Skempton tensor  $B_{ij}$  are given by [14]:

$$B = \frac{1}{S} \begin{pmatrix} \frac{3(1-2\nu_{12})}{E_1} - c_s & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3(1-\nu_{21}-\nu_{23})}{E_2} - c_s & 0 \\ 0 & 0 & \frac{3(1-\nu_{21}-\nu_{23})}{E_2} - c_s \end{pmatrix} \quad (19)$$

During an undrained isotropic compression test, the ratio between the induced pore pressure and the imposed increment of total stress is

$$du = B_{eq} d\sigma \quad (20)$$

with

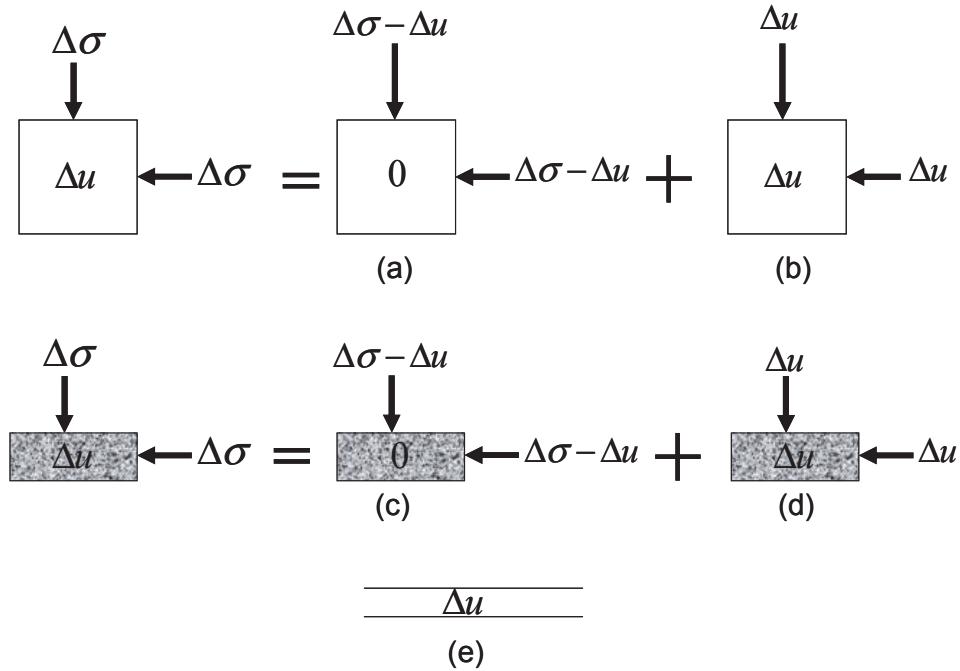
$$B_{eq} = \frac{1}{3} \text{trace}(B_{ij}) \quad (21)$$

Consequently, the equivalent Skempton coefficient has the same expression as in the isotropic case:

$$B_{eq} = \frac{c_d - c_s}{S} \quad (22)$$

#### 4 Effect of the drainage system in undrained tests

Undrained conditions are applied in the laboratory by closing the valves at the extremity of the drainage system and by measuring the pore pressure by using a pressure transducer connected to the drainage system (see Fig 1b). Due to the compressibility of the fluid and of the drainage system, there is some fluid exchange between the sample and the drainage system that alters the undrained condition ( $dM_w = 0$ ). Consequently the measured pore pressure is affected by the compressibility of the drainage system. A correction accounting for these effects in soil testing was presented by Bishop [15], with an extension to temperature effects recently proposed by Ghabezloo and Sulem [16, 17] for rocks. It appears however that the problem is more complex for dense argillites of very low permeability since the elastic compressibility of the metal porous disks appears to be no longer negligible with respect to that of the tested specimen [18]. As a result, a fast undrained compression test instantaneously generates an excess pore pressure measured in the drainage system that can be initially different from that prevailing in the specimen. Thus, to ensure pore pressure equilibrium in low permeability and low porosity materials, undrained tests should be performed slowly enough. A detailed analysis of the system in which a distinction is made between the pressurization effect occurring in the specimen, in the porous disks and in the connecting lines is then necessary. To do so, it is assumed that the undrained test is performed slowly enough to ensure pore pressure equilibrium between the sample and the drainage system. The undrained loading, in which the applied total stress increment  $\Delta\sigma$  generates an excess pore pressure  $\Delta u$ , is decomposed in two phases (Fig. 4): a first phase in which  $\Delta\sigma - \Delta u$  is applied with no pore pressure change (drained loading), followed by the application of identical



*Fig. 4. Decomposition of the testing system into a porous sample, a porous element and connecting lines*

increments of confining pressure and pore pressure equal to  $\Delta u$  (unjacketed loading). This decomposition is made for both the specimen and the porous element. The volume changes are reported in Table 1 from that of the porous element. Note that the effect of the confining pressure on the deformation of the porous elements is considered here but its effect on the deformation of the connecting lines is neglected. As shown in [17], the compressibility of the connecting lines due to confining pressure is about two orders of magnitude smaller than the equivalent compressibility of the drainage system.

In undrained condition, the overall volume change of the elements of the system (column four in Table1) is the sum of the volume change of its constituents (column two and three in Table1), giving the following relation:

$$\begin{aligned} & -Vc_s(\Delta\sigma - \Delta u) - (1-\phi)Vc_s\Delta u - V_e c_{se}(\Delta\sigma - \Delta u) - (1-\phi_e)V_e c_{se}\Delta u - \phi Vc_w\Delta u - \phi_e V_e c_w\Delta u - V_L c_w\Delta u \\ & = -Vc_d(\Delta\sigma - \Delta u) - Vc_s\Delta u - V_e c_{de}(\Delta\sigma - \Delta u) - V_e c_{se}\Delta u + V_L c_L\Delta u \end{aligned} \quad (23)$$

By rearranging Eq. (23), the measured Skempton coefficient  $B^{mes}$  accounting for the effects of the porous element and connecting lines is obtained as follows:

$$B^{mes} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{(c_d - c_s) + \frac{V_e}{V}(c_{de} - c_{se})}{(c_d - c_s) + \phi(c_w - c_s) + \frac{V_e}{V}(c_{de} - c_{se} + \phi_e(c_w - c_{se})) + \frac{V_L}{V}(c_w + c_L)} \quad (24)$$

	Volume change of constituents		Volume change of element
	Solid phase	Pore Fluid phase	
(a) Sample	$-Vc_s(\Delta\sigma - \Delta u)$	0	$-Vc_d(\Delta\sigma - \Delta u)$
(b) Sample	$-(1-\phi)Vc_s\Delta u$	$-\phi Vc_w\Delta u$	$-Vc_s\Delta u$
(c) Porous element	$-V_e c_{se}(\Delta\sigma - \Delta u)$	0	$-V_e c_{de}(\Delta\sigma - \Delta u)$
(d) Porous element	$-(1-\phi_e)V_e c_{se}\Delta u$	$-\phi_e V_e c_w\Delta u$	$-V_e c_{se}\Delta u$
(e) Connecting lines		$-V_L c_w\Delta u$	$+V_L c_L\Delta u$

Table 1. Variations of volume of the sample, porous element, their constituents and the connecting lines for the independent problems presented in Fig. 4

The effect of the inner and outer lateral geotextiles is also taken into account by adding a second porous element in the scheme presented in Fig. 4. Eq. (24) can hence be rewritten as:

$$B^{mes} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{(c_d - c_s) + \frac{V_p}{V}(c_{dp} - c_{sp}) + \frac{V_g}{V}(c_{dg} - c_{sg})}{(c_d - c_s) + \phi(c_w - c_s) + \frac{V_p}{V}(c_{dp} - c_{sp} + \phi_p(c_w - c_{sp})) + \frac{V_g}{V}(c_{dg} - c_{sg} + \phi_g(c_w - c_{sg})) + \frac{V_L}{V}(c_w + c_L)} \quad (25)$$

in which  $c_{dp}$  and  $c_{dg}$  are the drained compressibilities,  $c_{sp}$  and  $c_{sg}$  are the solid phase compressibilities,  $\phi_p$  and  $\phi_g$  are the porosities and  $V_p$  and  $V_g$  are the total volumes of the metal porous disks and of the geotextiles, respectively. This equation can be simplified by

neglecting i) the solid phase compressibility of the metallic porous disk,  $c_{sp}$ , with respect to its drained compressibility  $c_{dp}$ , ii) the solid phase compressibility of the geotextile,  $c_{sg}$ , with respect to its drained compressibility  $c_{dg}$ , and iii) the compressibility of water,  $c_w$ , with respect to that of the drained compressibility of the geotextile,  $c_{dg}$ , giving:

$$B^{mes} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{c_d + \frac{V_p}{V} c_{dp} + \frac{V_g}{V} c_{dg}}{c_d + \phi c_w + \frac{V_p}{V} (c_{dp} + \phi_p c_w) + \frac{V_g}{V} c_{dg} + \frac{V_L}{V} (c_w + c_L)} \quad (26)$$

By comparing Eq. (11) and Eq. (26) the corrected Skempton coefficient  $B^{cor}$  can be obtained as follows:

$$B^{cor} = \frac{B^{mes}}{1 + \frac{1}{V(c_d - c_s)} (V_p c_{dp} + V_g c_{dg} - B^{mes} (V_p (c_{dp} + \phi_p c_w) + V_g c_{dg} + V_L (c_w + c_L)))} \quad (27)$$

The measurement of the undrained compressibility is also affected in the same way by the deformability of the drainage system because of the fluid mass exchange between the sample and the drainage system. From equations (15) and (27), the corrected undrained compressibility is written as:

$$c_u^{cor} = c_d - \frac{c_d - c_u^{mes}}{1 + \frac{1}{V(c_d - c_s)} \left( V_p c_{dp} + V_g c_{dg} - \frac{V_p (c_{dp} + \phi_p c_w) + V_g c_{dg} + V_L (c_w + c_L)}{(c_d - c_s)} (c_d - c_u^{mes}) \right)} \quad (28)$$

This correction method is simple and is applied directly on the test results. It requires some calibration tests that are presented in following section.

#### 4.1 Calibration test on a dummy metal sample

To calibrate the parameters of the drainage system presented previously, a series of tests was performed on a dummy hollow cylinder metal sample. Prior to installing the dummy specimen, the entire drainage system was flushed by using compressed air. The inner and outer bands of geotextile were then placed along the inner and outer lateral faces of the dummy sample and a neoprene membrane was placed around the dummy sample, thus isolating the drainage system from the confining pressure. The air in the porous system and connecting lines was then evacuated by applying vacuum with a pump.

To measure the volume of each part of the drainage system, a confining pressure equal to 3250 kPa was applied on the sample while each part of the drainage system was connected separately to a pressure-volume controller (PVC). A pressure of 1000 kPa was used to inject water into the drainage system. The volume of water injected by the PVC gives an estimation of the global volume of each part of the drainage system. To obtain the volume of the connecting lines, the pore volume of the porous elements has to be subtracted from the measured injected volume. The total volume of the porous elements was calculated from their geometry and the porosity of the metallic porous disk and that of the geotextile were estimated equal to about 0.22 and 0.30 respectively.

In Table 2 the estimated volumes of the upper and lower metal porous disks, of the inner and outer geotextile and that of the connecting lines are presented. The parameters  $V_p$ ,  $V_g$  and  $V_L$  presented previously are the sum of the volume of the metallic porous disks, the sum of the volume of the geotextiles and the sum of the volume of the connecting lines respectively.

Drainage	$V_{\text{drainage}}$ (mm <sup>3</sup> )	$V_{\text{porous element}}$ (mm <sup>3</sup> )	$\phi$	$V_{\text{connecting line}}$ (mm <sup>3</sup> )
Lower (metallic)	13934	10053	0.22	11722
Upper (metallic)	8975	10053		6763
Outer (geotextile)	7100	5654	0.3	5403
Inner (geotextile)	3500	4241		2228

Table 2. The volume of the porous elements and connecting lines

The drained compressibility of the porous elements was found by performing an isotropic compression test on the dummy metal sample. By neglecting the deformability of the metallic sample, the water exchange between the porous element and the PVC gives an estimation of its drained compressibility. Fig. 5 shows the response of the porous elements water exchange during a drained test for the two metallic porous disks and for the two geotextiles, giving  $c_{dp} = 1.02 \text{ GPa}^{-1}$  for the porous disks and  $c_{dg} = 9.33 \text{ GPa}^{-1}$  for the geotextiles.

To obtain the compressibility of the connecting lines, the PVC2 was connected to the lower and upper drainage by a T connection and all drainage lines were filled by de-aerated water. Once saturation was achieved, the pressure in the PVC was increased and the water volume change due to the pressure increase was recorded. This measurement also included the compressibility of the PVC. To subtract the volume change of the PVC from the total volume change, the PVC was isolated from the cell by a valve placed between the cell and the PVC. The same pressure change was applied by the PVC and the volume change was recorded. The difference between the first and the second measurement directly provides the volume change of the drainage system. This volume change is the sum of the volume change due to the expansion of the connecting lines, to the compression of water in the connecting lines and in the metal porous disks and also to the volume change of the metal porous disks:

$$\Delta V_{dr} = c_L V_{Lp} \Delta u + c_w (V_{Lp} + \phi_p V_p) \Delta u + c_{dp} V_p \Delta u \quad (29)$$

where  $V_{Lp}$  is the total volume of connecting lines for the upper and lower drainage.

The compressibility of the connecting lines can be derived as:

$$c_L = \frac{\Delta V_{dr} - c_w (V_{Lp} + \phi_p V_p) \Delta u - c_{dp} V_p \Delta u}{V_{Lp} \Delta u} \quad (30)$$

The estimated value of  $c_L$  is equal to  $0.32 \text{ GPa}^{-1}$ . For the sake of simplicity, the same  $c_L$  value is assumed for all the connecting lines. This assumption is justified given that all the connecting lines are made with the same metal.

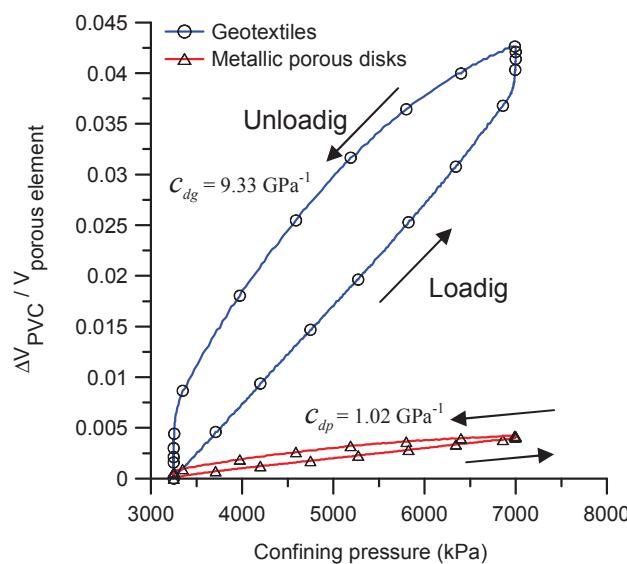


Fig. 5. Drained compressibility of the metallic porous disk and the geotextile

In order to verify the estimated parameters of the drainage system, an undrained test was performed on the dummy metal sample. The induced pore pressure in the lower drainage and the outer geotextile is plotted in Fig. 6 with respect to the confining pressure applied up to 7 MPa. The Skempton coefficients measured for the metallic porous disk and the geotextile are equal to 0.52 and 0.92 respectively. The Skempton coefficient can be estimated by using Eq. (25) adopting a zero porosity ( $\phi=0$ ) for the metallic sample, and with  $c_d$  equal to  $c_s$ . The lower and outer drainage were not connected so for each element the Skempton coefficient is expressed as:

$$B_{\text{porous element}} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{c_{d-\text{porous element}}}{(c_{d-\text{porous element}} + \phi_{\text{porous element}} c_w) + \frac{V_{L-\text{drainage}}}{V_{\text{porous element}}} (c_w + c_L)} \quad (31)$$

where  $V_{\text{porous element}}, V_{L-\text{drainage}}$  are the volume of the porous element considered and that of the connecting lines connected to it.

With the values presented above for the parameters of the metallic and geotextile porous elements, a value of 0.51 is obtained for the Skempton coefficient of the metallic porous disk and a value of 0.92 for that of the lateral geotextile. These values are in good accordance with the ones measured, which gives confidence in the estimated parameters of the drainage system.

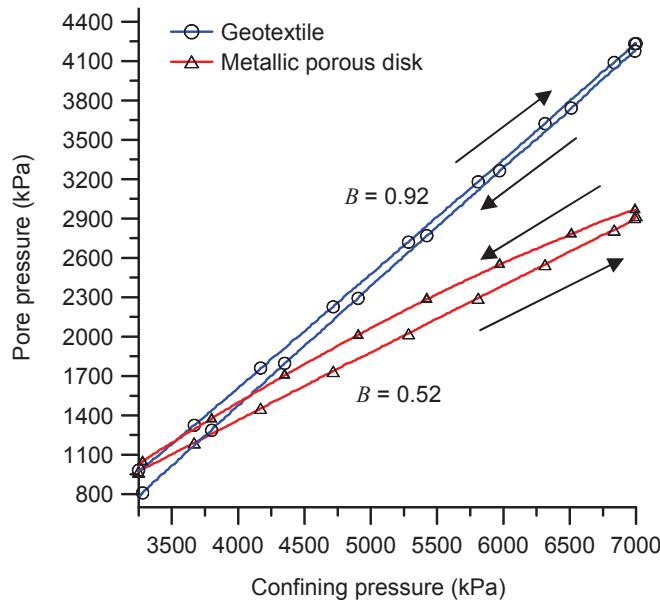


Fig. 6. Induced pore pressure in porous elements during undrained isotropic compression on a dummy metal sample

## 5 Validation test on Rothbach sandstone

Prior to test the device on a low permeability argillite, a series of tests was carried out on Rothbach sandstone in order to verify the accuracy of local strain measurements. The quality of the strain measurements is assessed through the compatibility of the poro-mechanical parameters obtained from drained and undrained isotropic loading.

The poro-elastic behaviour of Rothbach sandstone has been studied in various publications including the recent contribution of Ghabezloo and Sulem [16]. It has a 14% porosity and is mainly composed of 85% quartz, 12% feldspars and 3% clay. The hollow cylinder sample was prepared in wet condition as described in section 2.

### 5.1 Drained test

A drained isotropic compression test has been performed on the Rothbach sandstone sample with a loading rate of 50 kPa/min (Fig. 7). The well-known stress dependent character of the compressibility of porous granular rocks [19, 20, 21] is reflected by the non linear response during the loading and unloading phases. The drained elastic compressibility was evaluated from the unloading response. The changes in compressibility with respect to Terzaghi's effective stress is plotted in Fig. 8. These data appear to be compatible with the results obtained by Ghabezloo and Sulem [16] with a conventional triaxial cell, providing some confidence in the results of the hollow cylinder triaxial system developed here.

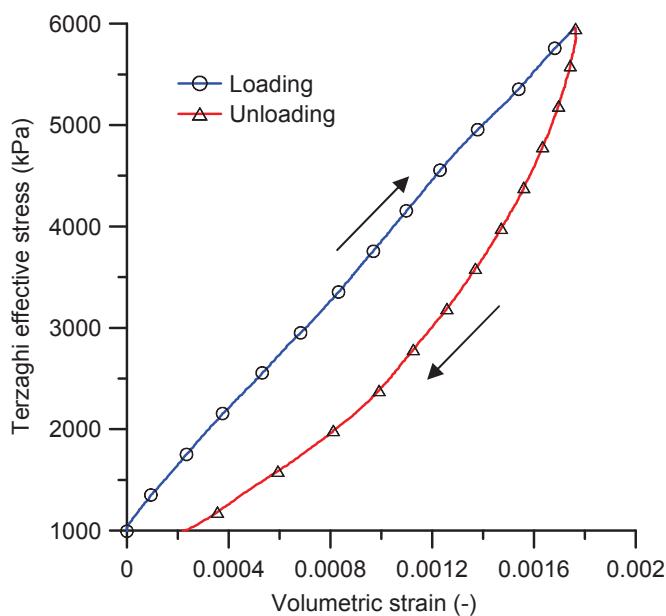


Fig. 7. Drained test on Rothbach sandstone: volumetric response

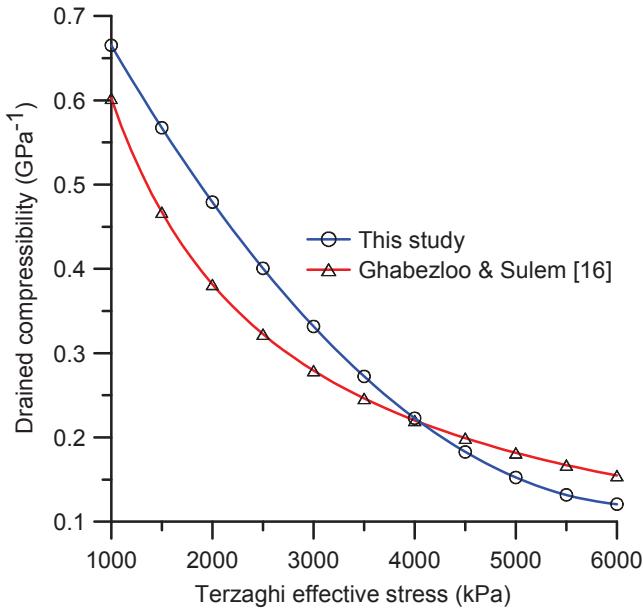


Fig. 8. Drained compressibility of Rothbach sandstone

## 5.2 Undrained test

An undrained isotropic compression test was performed at a loading rate of 100 kPa/min with an initial confining pressure of 2000 kPa and an initial pore pressure of 1000 kPa.

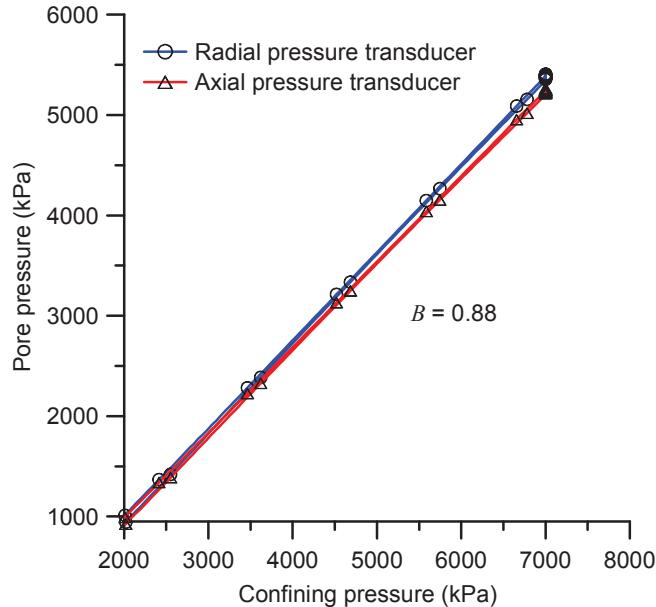


Fig. 9. Undrained isotropic compression test on Rothbach sandstone: Pore pressure response

Fig. 9 shows that the response of both axial and radial pressure transducers along a stress cycle are identical and reversible, reflecting good pore pressure homogeneity within both sample and drainage system. The measured Skempton coefficient is equal to 0.88. To correct

the effect of the drainage system, the drained compressibility and the solid phase compressibility should be known, Eq. (27). The drained compressibility of the rock is changing with the stress level.

Considering that the effective stress does not change significantly during the undrained test (between 1000 kPa and 1650 kPa), an average value of 1325 kPa can be considered to calculate the corresponding drained compressibility. As seen in Fig. 8, the drained compressibility at 1325 kPa is equal to  $0.63 \text{ GPa}^{-1}$ . The precision of the strain transducers used here ( $\pm 1 \mu\text{m}$ ) is not sufficient to measure the unjacketed compressibility. This compressibility was then estimated by averaging [22] the compressibility of its constituents, i.e 85% quartz, 12% feldspars and 3% clay. The compressibility of these minerals is  $0.026 \text{ GPa}^{-1}$ ,  $0.014 \text{ GPa}^{-1}$  and  $0.02 \text{ GPa}^{-1}$  respectively [23, 24]. A Hill's averaging method was used to estimate the solid phase compressibility [25]:

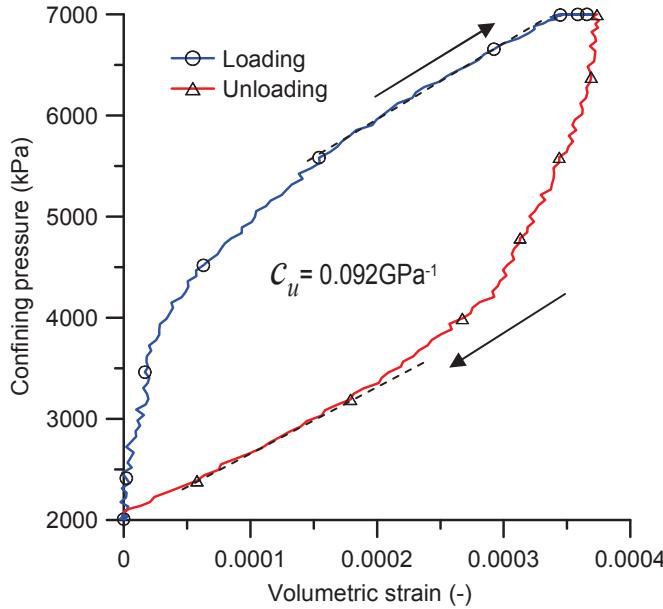
$$c_s = \frac{2}{\sum \frac{f_i}{c_s^i} + \left( \sum f_i c_s^i \right)^{-1}} \quad (32)$$

where  $f_i, c_s^i$  are the volume fraction and compressibility of each constituent. The compressibility of the solid phase of the Rothbach sandstone is estimated to be equal to  $0.024 \text{ GPa}^{-1}$ . This estimation gives the same value as that obtained during an unjacketed compression test by Ghabezloo and Sulem [16].

The water compressibility at  $25^\circ\text{C}$  is  $0.449 \text{ GPa}^{-1}$  [26]. From Eq. (27) a value of 0.91 is found for the corrected Skempton coefficient of the Rothbach sandstone, showing that the error induced by the effect of the drainage system is about 2.7%.

Fig 10 shows the volume change of the sample during an undrained loading cycle. The response is not linear with a steeper start at volumetric strains smaller than 0.002 %. The same trend is observed at the beginning of the unloading section. This non linearity can be related to the lack of precision of the LVDTs for displacements lower than  $1 \mu\text{m}$  and also to some adjustments occurring during the start of the loading or unloading phase. The corresponding part of the curve is not considered as being representative of the mechanical behaviour of the sample and is neglected for the evaluation of the undrained compressibility. This parameter is thus estimated along the linear parts of the curves. The slopes in loading and unloading are comparable, giving a value of  $0.092 \text{ GPa}^{-1}$ . This value must be corrected by using Eq. (28)

that provides an undrained compressibility of  $0.075 \text{ GPa}^{-1}$ . The error induced by the drainage system is of 18.5%.



*Fig. 10. Undrained isotropic compression test on Rothbach sandstone: Volumetric response*

### 5.3 Compatibility of the results

The compatibility between the measured values for  $c_d, c_u, c_s$  and  $B$  is verified by using Eq. (11) and (15). The porosity of Rothbach sandstone is 0.14. Using the values of  $c_d, c_s, c_w$  and  $\phi$  presented above, the value of the Skempton coefficient obtained from Eq. (11) is 0.91, a value equal to the experimental value.

Using the experimental values of the drained compressibility  $c_d$ , the solid phase compressibility  $c_s$  and the Skempton coefficient, the undrained compressibility given by Eq.(15) is equal to  $0.08 \text{ GPa}^{-1}$ . This is in good agreement with the experimental value ( $0.075 \text{ GPa}^{-1}$ ).

The above results show the good compatibility between the measured and calculated poromechanical parameters and give further confidence in the accuracy of the local strain measurement device.

## 6 Application of the hollow cylinder cell on a low permeable argillite

The apparatus is now used on a low porosity and permeability material for which it has been developed. Preliminary tests have been carried out on the Opalinus argillite (often named Opalinus clay) coming from the Mont-Terri underground research laboratory in Switzerland [2]. The Opalinus argillite is composed of approximately 65% clay minerals, 20% quartz, 8% calcite and 7% feldspar [3] with a mercury intrusion porosity between 9% and 11% [27]. The material has a transverse isotropy caused by the strong bedding of the clay [28].

Cores of Opalinus argillite with an external diameter of 108 mm have been extracted in the direction parallel to the bedding from the shaly facies of the layer in the Mont-Terri. To preserve their water content, cores have been immediately isolated under vacuum by using thermo-sealed plastic-aluminium foil. The sample was trimmed in the laboratory as commented in section 2 with a height of 75 mm. The lateral inner and outer geotextile bands have a 25 mm height.

### 6.1 Resaturation process

As already mentioned, full sample saturation of low permeability clayrocks prior to testing is very difficult and rarely commented in the literature. One of the aims of the hollow cylinder triaxial cell developed here was to ensure good initial saturation of samples that have been desaturated during the processes of coring, transportation, conservation and trimming in the laboratory. As an example, the Opalinus argillite sample tested here had a water content prior to testing of 0.072 corresponding to a degree of saturation of 0.83 and a suction of 5.7 MPa according to the water retention curve determined by Muñoz et al. [27]. The Opalinus argillite is also prone to swelling when hydrated under zero stress, which induces further perturbation in the sample. To avoid this problem, a procedure of saturation under stress conditions close to in-situ ones, already used on Boom clay by Delage et al. [29], was adopted. The procedure consists in:

- i) applying a confining pressure close to the in-situ effective stress while avoiding any contact of the sample with water (dry geotextiles and porous disks);
- ii) simultaneously increasing both confining and back pressure until the in-situ pore pressure is attained;

- iii) waiting for stabilization of water exchanges between the back pressure PVC and the sample.

The in-situ stress state of Opalinus argillite formation is clearly anisotropic [30] and it was decided, for sake of simplicity, to apply the same total in-situ mean stress (4.1 MPa) with a back pressure of 2.2 MPa equal to the in-situ pore pressure [2]. In spite of this precaution, the sample exhibited a slight swelling during resaturation, with a volume increase of 0.3% after 10 hours followed by a constant swelling rate of  $-2.02 \times 10^{-5}$ /hour (measured by LVDTs) observed during a period of time up to 120 hours as shown in Fig. 11. This constant swelling phase has already been observed on the Boom stiff clay [31].

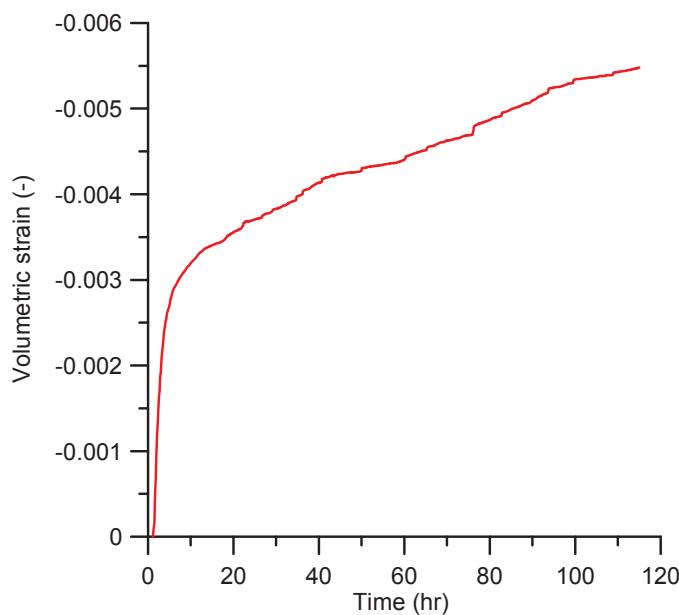


Fig. 11. Volume change of an Opalinus argillite during saturation

The Skempton coefficient was measured during an undrained cycle with a loading rate of 50 kPa/min. The response of the radial and axial pressure transducers along a total stress cycle between 4100 kPa and 4600 kPa is presented in Fig. 12. Whereas the response of the axial transducer appears to be satisfactorily reversible, that of the radial one exhibits smaller values along the loading path and a response closer to the axial transducer along the unloading path. This difference can be explained by the relatively high loading rate adopted that could not allow full homogeneity of the pore pressure in the sample and the drainage system. The average measured Skempton coefficient  $B^{mes}$ , for both transducers, calculated as the tangent of unloading curve is equal to 0.86. As explained before, the parameters  $c_d$  and  $c_s$  of Opalinus argillite must be known so as to correct for the effect of the drainage system, Eq. (27).

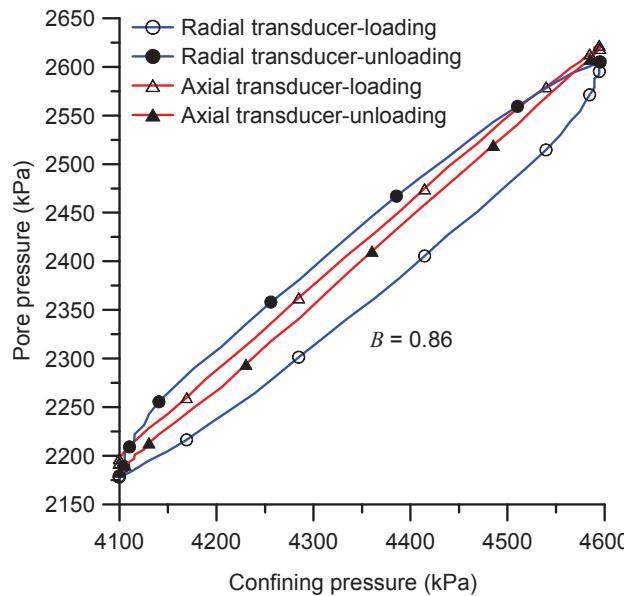


Fig. 12. Undrained isotropic compression test of Opalinus argillite: Evaluation of the Skempton coefficient

The value of  $c_d$  is estimated by taking into account the anisotropy of the sample (see section 3.2). For Opalinus clay, the Young's modulus in the direction normal and parallel to the bedding are 10 GPa and 4 GPa respectively and the Poisson ratios are 0.33 and 0.24 respectively [28], giving a value of  $0.348 \text{ GPa}^{-1}$  for  $c_d$ . The compressibility of the solid phase  $c_s$  can be estimated from the mineral composition of Opalinus argillite and by using Hill's average formula, Eq. (32). The compressibility of clay, quartz, calcite and feldspar is  $0.02 \text{ GPa}^{-1}$ ,  $0.026 \text{ GPa}^{-1}$ ,  $0.014 \text{ GPa}^{-1}$  and  $0.014 \text{ GPa}^{-1}$  respectively, giving a value of  $0.02 \text{ GPa}^{-1}$  for the solid phase compressibility of Opalinus clay. Using the estimated values for  $c_d$  and  $c_s$ , the corrected Skempton coefficient obtained from Eq. (27) is equal to 0.89. By using an averaged value of 0.1 for the porosity [27], the theoretical value for the Skempton coefficient of a saturated sample, Eq. (11), is 0.88. Thus the sample pore pressure response is compatible with that of a saturated sample, showing a quite satisfactory saturation of the sample.

### 6.1.1 Calculation of the time necessary for sample resaturation

Resaturation is now examined by considering the equations of water infiltration in an unsaturated medium. This analysis is performed in order to have an order of magnitude of the period of time necessary to resaturate an initially unsaturated sample. Several assumptions and simplifications are considered in this analysis:

- i) Water continuity is preserved in the sample, given the high value of the initial degree of saturation (0.83%)
- ii) Water-vapour mass exchanges are neglected. For an initial suction of 5.7 MPa, the partial pressure of water in the gaseous phase given by the psychrometric law is equal to 3.03 kPa. This value can be compared with the partial pressure of water vapour when the liquid water is at zero suction (3.16 kPa at 25°C). This difference is less than 5%, thus it is expected that the liquid-vapour mass exchange is negligible.
- iii) Air pressure is considered to be constant and equal to atmospheric pressure.
- iv) Dissolution of air in water is not considered [32].
- v) Darcy's law is used to describe the water flux in both the unsaturated and the saturated zones [33].
- vi) The initial suction is assumed to be homogenous in the sample.

The initial suction in the sample decreases during the resaturation procedure up to zero, followed by positive pore pressures that depend on the pressure imposed at the sample boundaries. The saturation profile changes with time through the sample. At a given time, there are some parts of the sample where  $u \geq 0$  (saturated zones) and some others where  $u < 0$  (unsaturated zones).

In an unsaturated zone  $u < 0$ , the water content per unit volume is defined as follows:

$$w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_w}{\rho_s(1-\phi)} \quad (33)$$

where  $m_w$  is the water mass per unit volume ( $\frac{M_w}{V}$ ),  $m_s$  is the solid mass per unit volume and  $\rho_s$  is the solid density equal to 2.71 Mg/m<sup>3</sup> for Opalinus clay [28]. Considering that the solid mass of the volume is constant and taking into account the dependence of water content on suction, the following equation can be obtained by derivation of Eq. (33):

$$\frac{\partial m_w}{\partial t} = (1-\phi)\rho_s \frac{\partial w}{\partial u} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (34)$$

where  $\frac{\partial w}{\partial u}$  is given by the water retention curve. A modified van Genuchten model (VGM)

[27] is used to model the experimental water retention curve:

$$w_e = \frac{w - w_r}{w_s - w_r} = [1 + (\frac{-u}{P})^{\frac{1}{1-\lambda}}]^{-\lambda} (1 + \frac{u}{P_s})^{\lambda_s} \quad (35)$$

where  $w_e, w_s, w_r$  is the effective, maximum and minimum water content respectively and  $P, P_s, \lambda, \lambda_s$  are the material parameters.

From Eq. (35),  $\frac{\partial w}{\partial u}$  can be written as:

$$\frac{\partial w}{\partial u} = (w_s - w_r) [\frac{\lambda}{\lambda - 1} (\frac{1}{P})^{\frac{1}{1-\lambda}} (-u)^{\frac{\lambda}{1-\lambda}} (1 + (\frac{-u}{P})^{\frac{1}{1-\lambda}})^{-\lambda-1} (1 + \frac{u}{P_s})^{\lambda_s} + \frac{\lambda_s}{P_s} (1 + \frac{u}{P_s})^{\lambda_s-1} (1 + (\frac{-u}{P})^{\frac{1}{1-\lambda}})^{-\lambda}] \quad (36)$$

Conservation of the mass of water is expressed by:

$$\frac{\partial m_w}{\partial t} + \operatorname{div} q = 0 \quad (37)$$

where  $q$  is the water mass flux per surface area that is estimated assuming Darcy's law

$$q = -\frac{\rho_w k}{\mu_w} \operatorname{grad}(u) \quad (38)$$

In cylindrical coordinates, the divergence of  $q$  is written as:

$$\operatorname{div} q = -\frac{\rho_w}{\mu_w} [\frac{\partial k}{\partial r} \frac{\partial u}{\partial r} + k \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} k \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial k}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} + k \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}] \quad (39)$$

In the unsaturated zone, the permeability also varies with suction. This dependence can be expressed by Eq. (40), as proposed in the van Genuchten model.

$$k = k_s \sqrt{w_e} (1 - (1 - w_e^{\frac{1}{\lambda}})^{\lambda})^2 \quad (40)$$

where  $k_s$  is the permeability in the saturated state.

By using Eq. (34), Eq. (37) and Eq. (39) the following equation is obtained for the water pressure diffusion in the unsaturated zone ( $u < 0$ ):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\rho_w}{(1 - \phi) \mu_w \rho_s} \frac{\partial w}{\partial u} \nabla^2 (k u) \quad (41)$$

For the saturated zone where  $u \geq 0$ , the water mass change under constant confining pressure is [11]:

$$\frac{\partial m_w}{\partial t} = \rho_w [c_d - c_s + \phi(c_w - c_s)] \frac{\partial u}{\partial t} \quad (42)$$

By using Eq. (37), Eq. (38) and Eq. (42) and assuming a constant permeability in the saturated state, the water pressure diffusion in the saturated zone is written as follows:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_s}{\mu_w S} \nabla^2 u \quad (43)$$

The storage coefficient  $S$  is defined in Eq. (13). Continuity of the diffusivity at the boundary between the saturated zone and the unsaturated one (i.e. for  $u = 0$ ) is retrieved by imposing the following condition derived from equations (36), (41)and (43))

$$k = k_s \text{ and } (w_s - w_r) \frac{\lambda_s}{P_s} = \frac{\rho_w S}{(1-\phi)\rho_s} \quad (44)$$

The following parameters of the water retention curve of Opalinus argillite come from Muñoz [27]

$$P = 3 \text{ MPa}, P_s = 700 \text{ MPa}, \lambda = 0.5, w_r = 0.059, w_s = 0.087 \quad (45)$$

the parameter  $\lambda_s$  is found equal to 3.98 and the experimental data are well reproduced with the modified VGM model (Fig. 13).

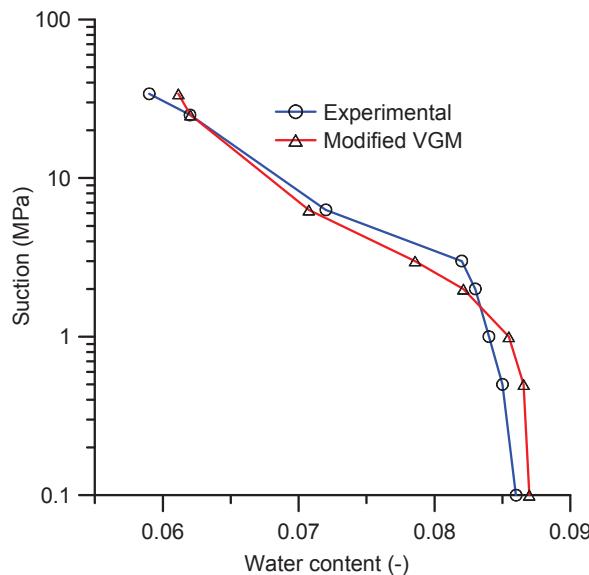


Fig. 13. Water retention curve of Opalinus argillite

Fig. 14 shows the estimated permeability-suction curve by considering a homogenized (isotropic) saturated permeability  $k_s$  equal to  $2.5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  [27]. As shown in this figure, due to the loss of continuity of the water phase at high suction, the permeability decreases rapidly for suction greater than 6 MPa.

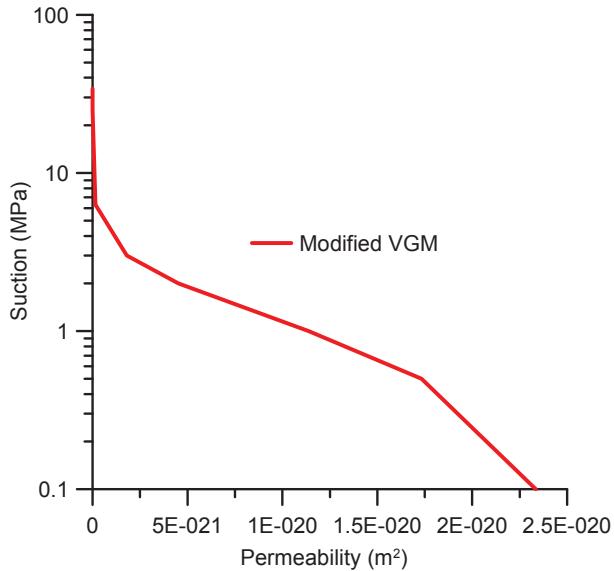


Fig. 14. Permeability-suction curve of Opalinus argillite

By solving Eq. (41) and Eq. (43) for an unsaturated sample with the imposed positive pressure at its boundaries, the time needed to change the negative pressure (suction) in the sample to the positive pressure can be considered as an estimation of the time necessary to resaturate an unsaturated sample.

Eq. (41) and (43) are solved numerically by using a fourth order Runge-Kutta finite difference scheme. The time step is taken equal to 20 seconds. The size of the elements in the z and r directions are equal to  $\Delta z = 2.5 \times 10^{-3} \text{ m}$   $\Delta r = 3.3 \times 10^{-3} \text{ m}$  respectively. The convergence of numerical scheme is guaranteed by the condition:

$$\Delta t < \frac{(\Delta z)^2}{2\rho_w k_{\max}} (1-\phi) \mu_w \rho_s \left( \frac{\partial w}{\partial u} \right)_{\min} \quad (46)$$

The minimum  $\frac{\partial w}{\partial u}$  is reached for  $u=0$  (Eq. (36)). For this state, the permeability is maximum and equal to the permeability of the saturated medium ( $k_{\max} = k_s$ ). Thus, the condition (46) is achieved, if it is verified in the saturated zone:

$$\Delta t < \frac{(\Delta z)^2 \mu_w S}{2k_s} \quad (47)$$

With the above values for the mechanical parameters of Opalinus clay,  $S$  is equal to  $0.371\text{GPa}^{-1}$ . The water viscosity at  $25^\circ\text{C}$  is equal to  $8.9 \times 10^{-4}\text{Pa.s}$  [26]. Eq.(47) imposes  $\Delta t < 41\text{s}$ . The chosen time step of 20 s obviously satisfies the convergence condition.

The initial and boundary conditions of the problem are shown in Fig. 15.

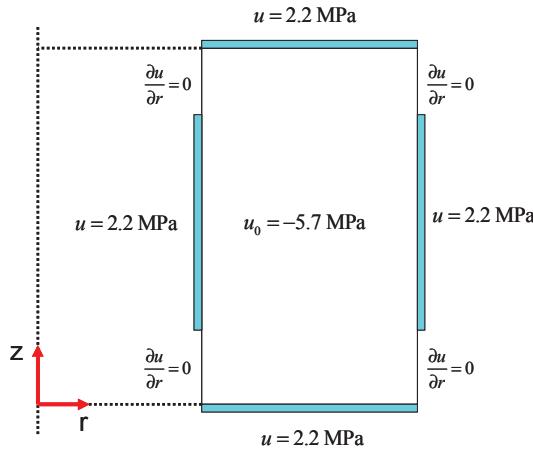


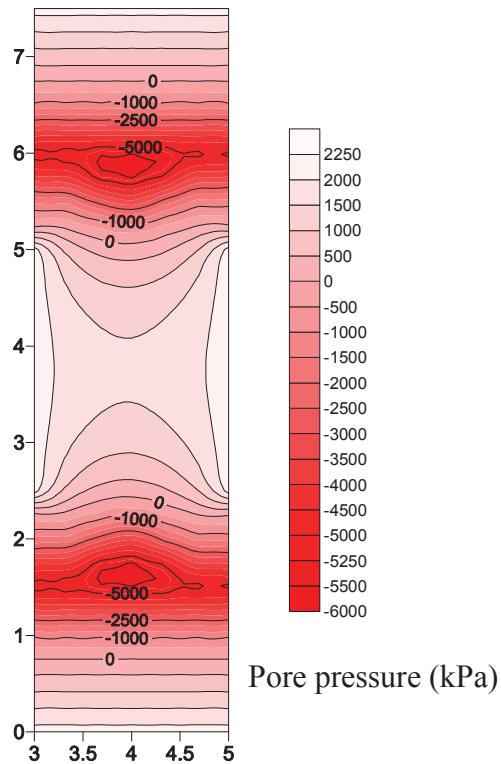
Fig. 15. Initial and boundary conditions for the hollow cylinder sample.

The algorithm of the numerical solution is as follows: At each point where the pressure is negative ( $u < 0$ ),  $\frac{\partial w}{\partial u}$  is calculated from Eq. (36) and the corresponding permeability is estimated from Eq. (40). When the water pressure exceeds zero ( $u \geq 0$ ) the term  $\frac{\rho_w}{(1-\phi)\mu_w \rho_s \frac{\partial w}{\partial u}}$  in Eq. (41) is replaced by  $\frac{1}{\mu_w S}$  as presented in Eq. (43) and the permeability

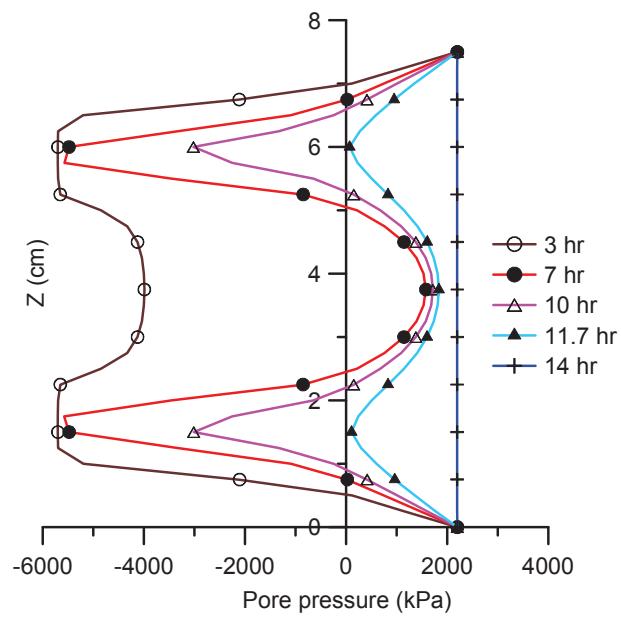
of the saturated material is taken for that point. The saturation process is considered to be complete once the water pressure is positive at all points of the sample. Fig. 16 shows the pore pressure distribution in the sample after 7 hours.

The pore pressure distribution in half the thickness of the sample at different times is shown in Fig 17. These results show that with a drainage system composed of four hydraulic connections as developed in this study, the pore pressure is positive at all points of the sample after approximately 12 hours. These results can be compared to those obtained, with the same initial conditions, for a full cylinder sample drained at both ends (Fig. 18), and at one end (Fig. 19). These graphs show that by using the hollow cylinder triaxial cell, the time needed to

resaturate an Opalinus argillite sample is almost thirty times less than a system drained at one end and 7 times less than a system drained at both ends.



*Fig. 16. Resaturation phase: Computed pore pressure in the sample after 7 hours*



*Fig. 17. Computed pore pressure profile in half the thickness of the sample at different times in the case of enhanced lateral drainage*

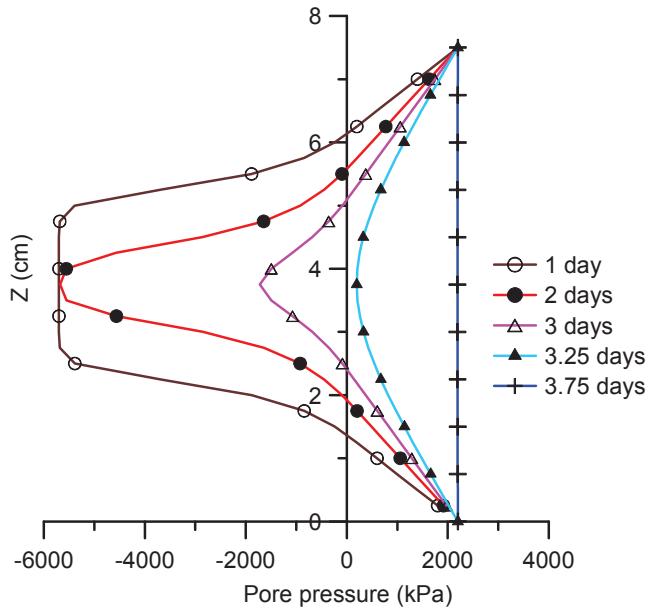


Fig. 18. Computed pore pressure profile in case of a drainage at the upper and lower ends

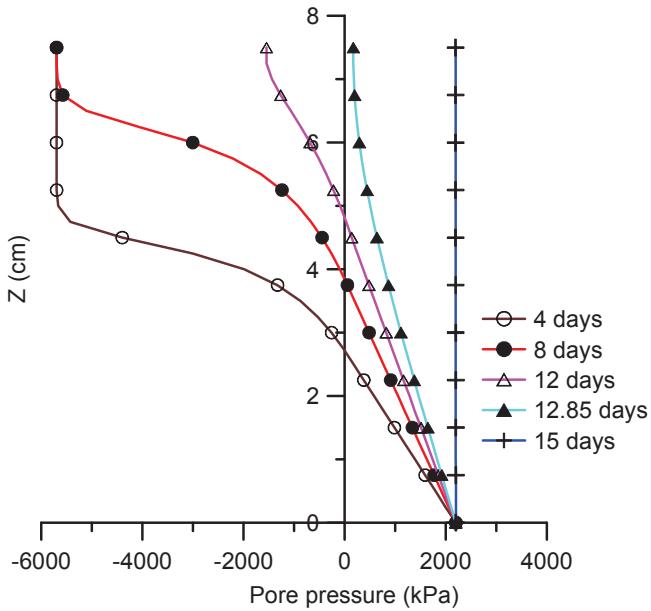


Fig. 19. Computed pore pressure profile in case of a drainage restricted at the lower end

The volume changes during the resaturation process shown in Fig. 11 exhibit a bi-linear response with a steep slope during the first 10 hours. This section is related to the pore pressure diffusion inside the sample, up to reaching positive values in all points of the sample. The duration of this phase is comparable to the resaturation time calculated above with four hydraulic connections (12 hours). The second part with a gentler slope indicates a continuous sample swelling and may be related to i) the isotropic stress applied that is not exactly similar to the anisotropic in-situ stress conditions ii) some enhanced swelling capacity linked to some damage induced in the sample prior to testing, as shown in [18].

## 6.2 Discussion about the drained tests condition

In theory, a fully drained test is a test in which there is no excess pore pressure in the sample during the loading phase [34]. In practice, a drained test is performed by connecting the drainage system to the PVCs that apply a constant pressure. Even with a very slow loading rate, there is some excess pore pressure generated in the sample. The test can be considered as a drained test if the induced excess pore pressure is negligible with respect to the change in total stress. In this section, the loading rate to perform isotropic compression tests on stiff clays and argillites is re-examined. The pore pressure induced in the sample is calculated and a comparison is made between a sample with conventional drainage (top and bottom) and a sample with lateral drainages as presented in this study.

The pore pressure change during an isotropic compression test can be obtained from the mass balance equation of the fluid phase and Darcy's law (Eq. (10), (37) and (38)):

$$\frac{du}{dt} = B \frac{d\sigma}{dt} + \frac{k_s}{\mu_w S} \nabla^2 u \quad (48)$$

A commonly loading rate used in drained isotropic compression tests on stiff clays is 0.5 kPa/min [35]. The induced pore pressure at half the thickness of the sample for a total stress increment of 500 kPa is calculated by solving Eq (48) using a finite difference scheme. The results obtained with different drainage conditions are plotted in Fig. 20. The calculation shows that the excess pore pressure in the sample with a drainage at one extremity is about 45% of the total load increment. With a drainage at both ends this value is reduced to 14% and with the enhanced lateral drainages this excess pore pressure is only 3%. This confirms that the use of lateral drainages ensures significantly better drained conditions in very low permeability materials such as the Opalinus argillite.

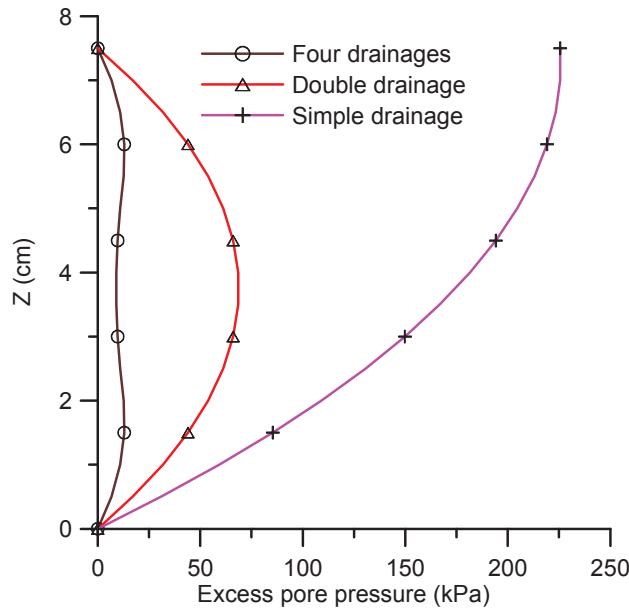


Fig. 20. The excess pore pressure in the half the thickness of the sample during mechanical loading for different drainage conditions: at one end, at both ends, with enhanced lateral drainage

## 7 Conclusions

A new hollow cylinder apparatus was designed to study the Thermo-Hydro-Mechanical (THM) behaviour of low permeability argillites. The main advantage of this device is the addition of lateral hydraulic connections placed on the inner and outer walls of the hollow cylinder sample so as to reduce the drainage length to half the thickness of the hollow cylinder sample (10 mm). The short drainage path permits a significantly faster resaturation procedure. It also ensures negligible pore fluid overpressure when performing drained tests on very low permeability porous materials. Calibration tests have been conducted on a dummy metal sample to account for the effect of the drainage system. Correction terms have been proposed for the Skempton coefficient and the undrained compressibility by considering the deformability of the porous elements and of the drainage system. The accuracy of the local strain measurement was verified by performing drained and undrained compression tests on Rothbach sandstone and by checking the compatibility of the evaluated poro-elastic parameters.

The saturation procedure of argillites hollow cylinder samples has also been studied in detail by carrying out a numerical analysis. It was shown that the estimated period of time necessary to resaturate an Opalinus hollow cylinder argillite sample with enhanced lateral drainages system (about 12 hours) was in good accordance with experimental observations.

This period of time appeared to be about thirty times faster than that computed with a standard system with a single drainage and seven times faster than that of a standard system with a double drainage.

Finally, the loading rates necessary to ensure satisfactory drained conditions when performing mechanical tests have been examined based on a numerical analysis. It was shown on an Opalinus argillite sample that the enhanced lateral drainage system used here was able to ensure negligible pore fluid overpressure during a mechanical test carried out at a rate of 0.5kPa/min.

These results confirm that the new hollow cylinder triaxial apparatus presented in this paper is a device able to face the significant difficulties related to testing low permeability argillites within reasonable periods of time.

## Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the financial support provided by the European project TIMODAZ (F16W-CT-2007-036449 coordinated by EURIDICE, Dr. Li Xiang-Ling) for this research that was conducted through the first author's PhD thesis. They also wish to thank the technical team of Navier/CERMES (Ecole des ponts ParisTech) for its assistance in the experimental work and Prof. Y.J. Cui and Dr. S. Ghabezloo for fruitful discussions. Dr. T Vietor, from NAGRA, is also acknowledged for providing the samples of Opalinus argillite and for fruitful discussions.

## References

- [1] Bastiaens W, Bernier F, Li XL. SELFRAC: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. *J Physics and Chemistry of the Earth* 2007;32:600-615.
- [2] Thury M., Bossart P. The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation, in Switzerland. *Engineering Geology* 1999;52:347–359.
- [3] ANDRA. Dossier 2005, Référentiel du site Meuse/Haute Marne. Tome 2; Report CRPADS040022\_B.
- [4] Coll C, Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble II 2005, 257 p.
- [5] Escoffier S, Homand F, Giraud A, Hoteit N, Su K. Under stress permeability determination of the Meuse/Haute-Marne mudstone. *J Eng Geol* 2005;81(3):329–340.
- [6] Lenoir N, Bornert M, Desrues J, Bésuelle P, Viggiani G. Volumetric digital image correlation applied to X-ray microtomography images from triaxial compression tests on argillaceous rock. *Strain* 2007;43(3):193-205.
- [7]. Rice JR, Cleary MP. Some basic stress diffusion solutions for fluid-saturated elastic porous media with compressible constituents. *Rev Geophys Space Phys* 1976;14(2):227–240.
- [8] Bornert M, Vales F, Gharbi H, Nguyen MD. Multiscale full-field strain measurements for micromechanical investigations of the hydromechanical behaviour of clayey rocks. *Strain* 2010;46 (1):33-46.
- [9] Zimmerman RW, Somerton WH, King MS. Compressibility of porous rocks. *J Geophys Res* 1986;91(B12):12765–12777.
- [10] Brown RJS, Korringa J. On the dependence of the elastic properties of a porous rock on the compressibility of the pore fluid. *Geophysics* 1975;40(4):608-616.
- [11] Detournay E, Cheng AHD. Fundamentals of poroelasticity, Chapter 5. In, Comprehensive Rock Engineering: Vol. II. Pergamon Press, 1993, pp 113–171.
- [12] Coussy O. Poromechanics. John Wiley & Sons, 2004.

- [13] Ghabezloo S, Sulem J, Guédon S, Martineau F, Saint-Marc J. Poromechanical behaviour of hardened cement paste under isotropic loading. *Cement and Concrete Research* 2008;38(12):1424-1437.
- [14] Cheng AHD. Material coefficients of anisotropic poroelasticity. *Int J Rock Mech Min Sci* 1997;34(2):199-205.
- [15] Bishop AW. Influence of system compressibility on observed pore pressure response to an undrained change in stress in saturated rock. *Géotechnique* 1976;26(2):371-375.
- [16] Ghabezloo S, Sulem J. Stress dependent thermal pressurization of a fluid-saturated rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 2009;42:1–24.
- [17] Ghabezloo S, Sulem J. Effect of the volume of the drainage system on the measurement of undrained thermo-poro-elastic parameters. *Int J Rock Mech Min Sci* 2010;47:60-68.
- [18] Mohajerani M, Delage P, Monfared M, Sulem J, Tang AM, Gatmiri B. Oedometer compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. Submitted to *Int J Rock Mech Min Sci* 2010.
- [19] Zimmerman RW. Compressibility of sandstones. Amsterdam: Elsevier, 1991.
- [20] Sulem J, Vardoulakis I, Papamichos E, Oulahna A, Tronvoll J. Elasto-plastic modelling of red Wildmoor sandstone. *Mech Cohes Frict Mat* 1999;4(3):215–246.
- [21] Sulem J, Ouffroukh H. Hydromechanical behaviour of Fontainebleau sandstone, *Rock Mechanics and Rock Engineering* 2006;39(3):185–213.
- [22] Berryman J. Mixture theories for rock properties, In: Thomas JA (ed) *Rock physics and phase relations: a handbook of physical constants*. American Geophysical Union Online. 1995; Reference 3:205–228.
- [23] McTigue DF. Thermoelastic response of fluid-saturated porous rock. *J Geophys Res* 1986;91(B9):9533–9542.
- [24] Fei Y. Thermal expansion, In: Thomas JA (ed) *Mineral physics and crystallography: a handbook of physical constants*, American Geophysical Union Online. 1995; Reference 2: 29–44.

- [25] Hill R. The elastic behaviour of crystalline aggregate. Proc Physical Soc. London. 1952; A65:349-354.
- [26] Spang B. Excel Add-In for Properties of Water and Steam in SI-Units. 2002;<http://www.cheresources.com/> iapwsif97.shtml.
- [27] Muñoz JJ. Thermo-Hydro-Mechanical analysis of soft rock application to a large scale heating test and large scale ventilation test, PhD thesis, University Politecnica de Catalunya 2006; 246 p.
- [28] Bock H. Rock Mechanics Analyses and Synthesis: RA Experiment. Rock Mechanics Analyses and Synthesis: Data Report on Rock Mechanics, Mont Terri Technical Report 2000-02. Q+S Consult 2001:52 p.
- [29] Delage P, Le TT, Tang AM, Cui YJ, Li XL. Suction effects in deep Boom Clay block samples. Géotechnique 2007;57(1):239–244.
- [30] Martin C.D, Lanyon GW. Measurement of in-situ stress in weak rocks at Mont Terri Rock Laboratory, Switzerland. Int J Rock Mech Min Sci 2003; 40(7-8):1077–1088.
- [31] Le TT, Comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2008; 237 p.
- [32] Fredlund DG, Rahardjo H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York: Wiley, 1993.
- [33] Richards LA. Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics 1931; 1:318-333.
- [34] Gibson RE, Henkel DJ. Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured “drained” strength. Géotechnique 1954; 4(1):6-15.
- [35] Sultan N, Delage P, Cui YJ. Comportement thermomécanique de l'argile de Boom. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, Series IIB, Mechanics 2000;328(6):457-463.

## 2.2 Effet de la membrane sur la déformation mesurée par les LVDTs

Etant donné que les LVDTs sont en contact direct avec la membrane et pas avec l'échantillon, il est important de vérifier l'influence de celle-ci sur les valeurs mesurées par les LDVTs. Pour cela, un essai a été réalisé sur un échantillon d'aluminium entouré par le même type de membrane (néoprène d'épaisseur 1,2 mm) que celle qui sera utilisée par la suite sur les échantillons de l'argile de Boom et d'argile à Opalinus. L'échantillon est mis ensuite dans la cellule sous une pression de confinement de 2,25 MPa. Après un temps de stabilisation de 20 heures cette pression a été augmenté jusqu'à 3,25 MPa (pression de confinement de référence pour les essais sur les échantillons d'argile de Boom). Après une période de stabilisation de 20 heures, trois cycles de charge-décharge (3,25 MPa- 6 MPa- 3,25 MPa) ont été réalisés. La déformation de l'échantillon d'aluminium est négligeable devant celle de la membrane en néoprène donc la déformation mesurée par les LVDTs concerne la déformation de la membrane. La Figure 2-1 montre la déformation moyenne mesurée par les LVDTs radieux (le déplacement mesuré est divisé par l'épaisseur de la membrane) pendant cet essai.

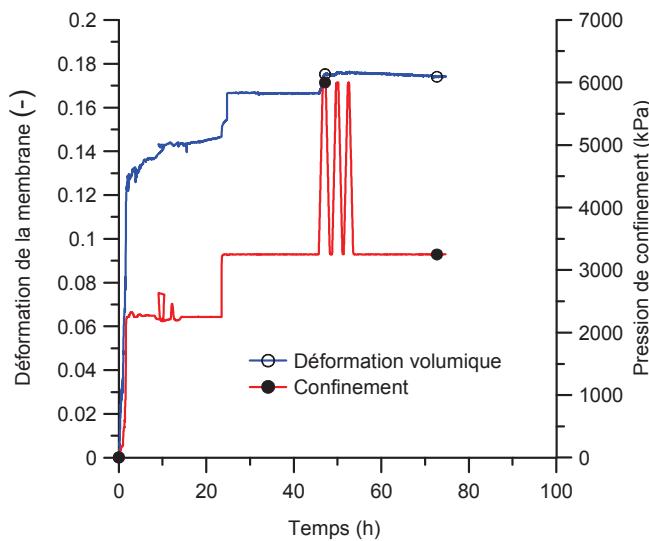


Figure 2-1: Déformation de la membrane sous chargement isotrope

La Figure 2-1 montre que la membrane se déforme instantanément d'environ 13% pendant le chargement de 0 à 2,25 MPa suivi par une déformation différée de 1,5% pendant la période de 20 heures de stabilisation. Lors du chargement de 2,25 à 3,25 MPa, on observe une déformation volumique instantanée de 2,5% et la déformation différée devient négligeable. Quand la pression de confinement augmente de 3,25 MPa à 6 MPa, lors du premier cycle la membrane se déforme de 0,5% mais ensuite on observe que la membrane ne se déforme plus au cours des cycles suivants. Ce comportement irréversible montre une plastification de la

membrane sous le chargement appliqué. On peut en conclure qu'afin d'éviter la déformation parasite de la membrane, il faut tout d'abord la plastifier avant de réaliser des essais sur les échantillons réels. Une fois que la membrane est plastifiée, on peut négliger sa déformation au cours du chargement mécanique.

Concernant l'effet de la membrane lors des essais thermiques, un cycle de chauffage refroidissement est réalisé sur la membrane qui a été précédemment plastifiée. La déformation volumique mesurée par les LVDTs ( $\varepsilon_{ax} + 2\varepsilon_{rad}$ ) est présentée sur la Figure 2-2. Cette réponse donne un coefficient d'expansion thermique volumique de  $7,4 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ , ce qui est bien compatible avec le coefficient expansion thermique de l'aluminium ( $7,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ) et confirme la déformation négligeable de la membrane plastifiée pendant cet essai.

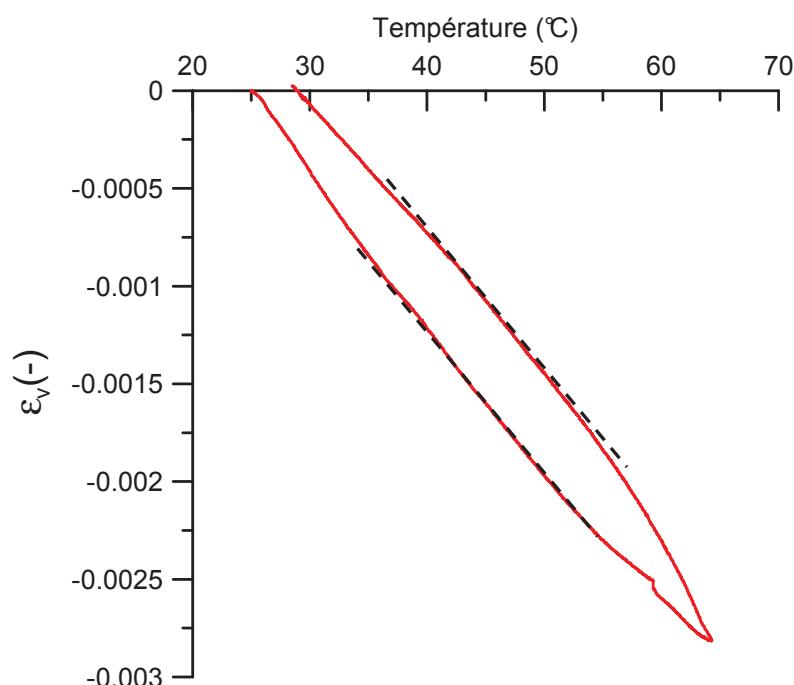


Figure 2-2 : Déformation volumique mesurée pendant un cycle thermique sur un échantillon d'aluminium entouré par une membrane néoprene

## 2.3 Choix d'éléments drainants autour de l'échantillon

Pour diminuer le chemin de drainage dans la nouvelle cellule triaxiale à cylindre creux des éléments perméables doivent être placés sur les surfaces intérieure et extérieure de l'échantillon. La circulation de fluide autour de l'échantillon est assurée par la perméabilité plus importante de ces éléments perméables comparée à celle de l'échantillon. De plus, ces éléments doivent être souples afin qu'on puisse facilement les plier pour les installer autour de

l'échantillon. Quatre types d'éléments perméables ont été examinés pour cette étude : le papier filtre, un géotextile fin (épaisseur 2 mm), un géotextile épais (épaisseur 10 mm), un tamis métallique avec une taille des pores de 0,6 mm. Afin d'éviter le colmatage des éléments poreux par des débris d'argile, il est indispensable d'utiliser une couche de papier filtre entre l'échantillon et l'élément poreux.

La capacité de passage d'eau de chaque élément poreux associé à une couche de papier filtre est vérifiée dans une cellule isotrope présentée sur la Figure 2-3 [Tang *et al.* 2008]. Cette cellule est capable de résister à une pression de confinement de 60 MPa et la contre pression peut être appliquée à l'aide de deux entrées placées dans l'embase inférieure de la cellule (en bas de l'échantillon). Un échantillon ayant une forme de galette (10 mm épaisseur et 80 mm de diamètre) est placé dans cette cellule.

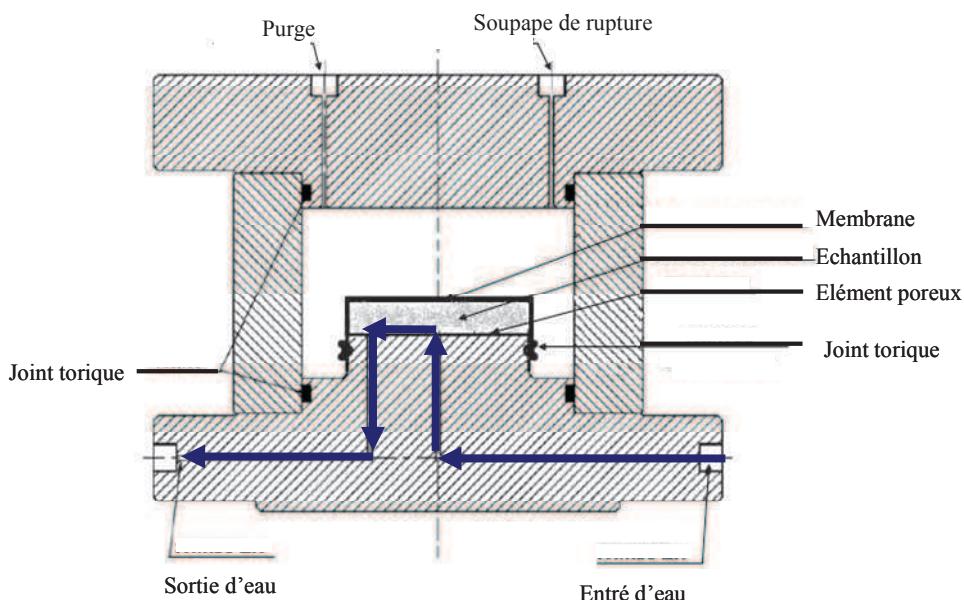


Figure 2-3 : Cellule isotrope pour vérifier la capacité de passage d'eau de chaque élément perméable, d'après Tang *et al.* (2008)

Chaque élément perméable est coupé avec une forme circulaire de même diamètre que l'échantillon (80 mm). Ensuite cet élément associé à une couche de papier filtre est placé entre l'embase et un échantillon métallique. Afin séparer le fluide de confinement et le fluide de contre-pression, une membrane néoprène de l'épaisseur de 1,2 mm couvre l'échantillon métallique et les couches d'élément perméable et de papier filtre. Après la mise en place de l'échantillon, la pression de confinement a été augmentée jusqu'à la pression désirée (3,25 MPa, et 12 MPa). On injecte ensuite de l'eau dans le circuit de contre-pression afin saturer les tuyaux ainsi que l'élément perméable. Une fois que tout le système de drainage est saturé, on garde ouvert la sortie de contre pression qui est en contact avec la pression atmosphérique et

on applique une pression constante sur l'entrée du circuit de drainage de l'embase. La différence entre la pression d'entrée et de sortie engendre un débit de fluide qui traverse de l'élément poreux. Ce débit est mesuré par la contre pression connecté au drainage de l'embase. On a réalisé cet essai pour quatre éléments poreux avec une pression de confinement de 3,25 MPa et une pression de fluide appliquée de 1 MPa, ainsi que sous 12 MPa de la pression de confinement et 4 MPa de pression fluide. Le volume d'eau traversant les éléments perméables pendant ces essais sont présentés sur la Figure 2-4.

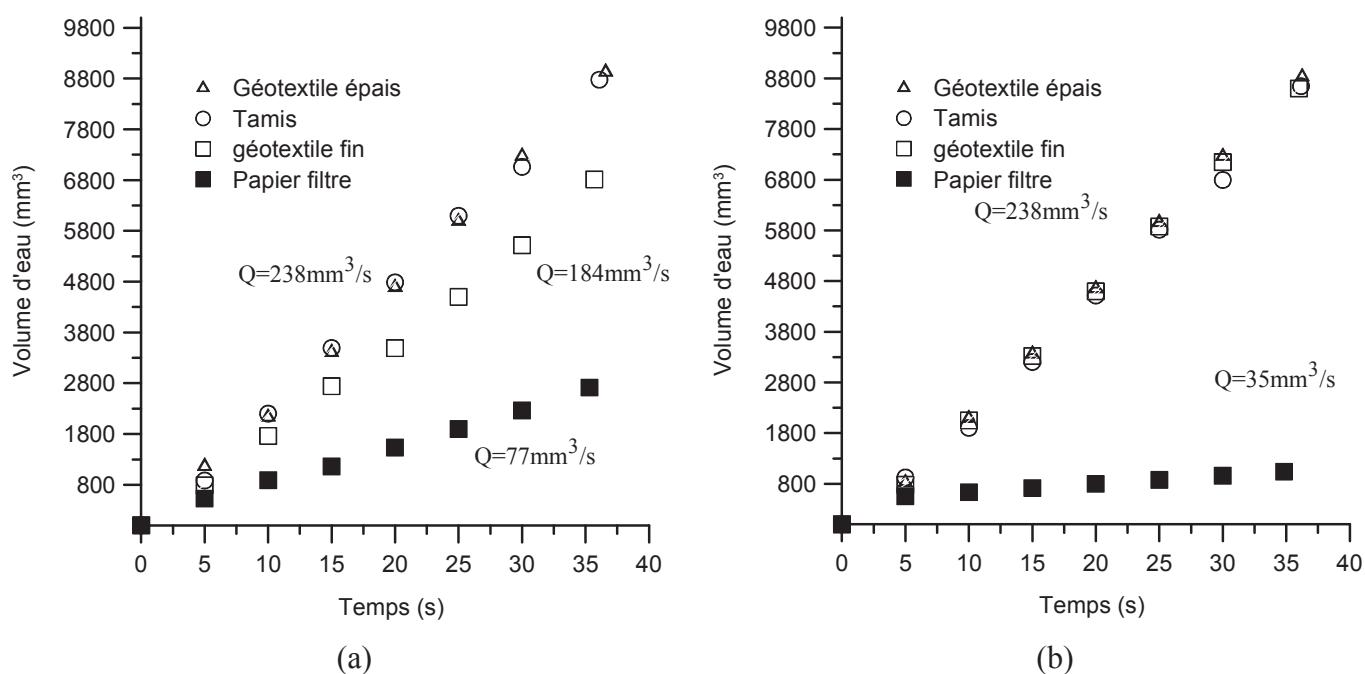


Figure 2-4 : Vérification de la capacité de passage d'eau de différents éléments poreux a)

Pression de confinement de 3,25 MPa et pression d'eau de 1 MPa, b) Pression de confinement de 12 MPa et pression d'eau de 4 MPa

Ces essais montrent que la capacité de passage d'eau dans le géotextile épais et le tamis est insensible à la valeur de pression de confinement et au gradient de pression fluide. Pour le géotextile fin, on observe une dépendance de la capacité de passage de l'eau avec le gradient de pression. Pour le gradient de pression plus important de 4 MPa, le débit obtenu pour le géotextile fin est équivalent de celui de géotextile épais et du tamis. Pour le papier filtre, on observe une influence significative de la pression de confinement appliquée qui fait décroître le débit.

Afin de minimiser le volume mort parasite autour de l'échantillon qui peut altérer les résultats pendant des essais non drainés, on écarte la solution du géotextile épais. Compte tenu de la

possibilité de perçage de membrane par le tamis on a aussi éliminé ce choix. Considérant la capacité de passage d'eau importante du géotextile fin ainsi que de la facilité de sa mise en place grâce à sa souplesse, nous avons décidé d'utiliser cet élément drainant pour la réalisation des essais de cette thèse.

## 2.4 Conclusion

Dans ce chapitre les difficultés concernant la réalisation des essais triaxiaux classiques sur les matériaux peu perméables ont été soulignées. Pour surmonter ces difficultés une nouvelle cellule triaxiale à court chemin de drainage a été conçue et mis en œuvre. Ce dispositif conçu pour tester des échantillons de 60 mm de diamètre intérieur et 100 mm de diamètre extérieur a l'avantage majeur de réduire la longueur du chemin de drainage à 10 mm correspondant à la demi-épaisseur de l'échantillon (c'est-à-dire environ quatre fois moins que la longueur usuelle des échantillons pleins de 78 mm de hauteur). La resaturation des échantillons désaturés par le processus d'excavation, transport, stockage et préparation peut être réalisée également beaucoup plus rapidement. Les essais ainsi qu'une modélisation numérique montrent que ce processus peut être réalisé environ trente fois plus vite qu'avec un échantillon plein drainé à une extrémité et sept fois plus vite que pour un échantillon plein drainé aux deux extrémités. Nous avons aussi évalué les vitesses de chargement mécanique appropriées pour les essais drainés et non drainés et proposé une méthode de correction pour prendre en compte la déformabilité des éléments drainants dans les essais non drainés. Différents essais d'étalonnage ont été réalisés. L'effet de la membrane sur la déformation mesurée par les LVDTs ainsi que le choix optimal des éléments perméables drainants autour de l'échantillon cylindrique creux ont été discutés.

## *Chapitre III*

### **Résultats expérimentaux sur l'argile de Boom**

### 3 Résultats expérimentaux sur l'argile de Boom

Après la mise en œuvre et la calibration de la cellule triaxiale à cylindre creux, ce dispositif a été utilisé pour étudier le comportement de l'argile de Boom. cette argile qui est une argile plastique provient du laboratoire souterrain de Mol en Belgique, Figure 3-1a,b. La faible perméabilité de l'argile de Boom ( $\approx 10^{-19} m^2$ ), sa bonne capacité de rétention des radionucléides, ses bonnes caractéristiques de scellement des fractures ainsi que la stabilité géologique du site de Mol depuis plusieurs millions d'années, font de ce site un candidat potentiel pour le stockage des déchets radioactifs [Bernier *et al.* 2007].

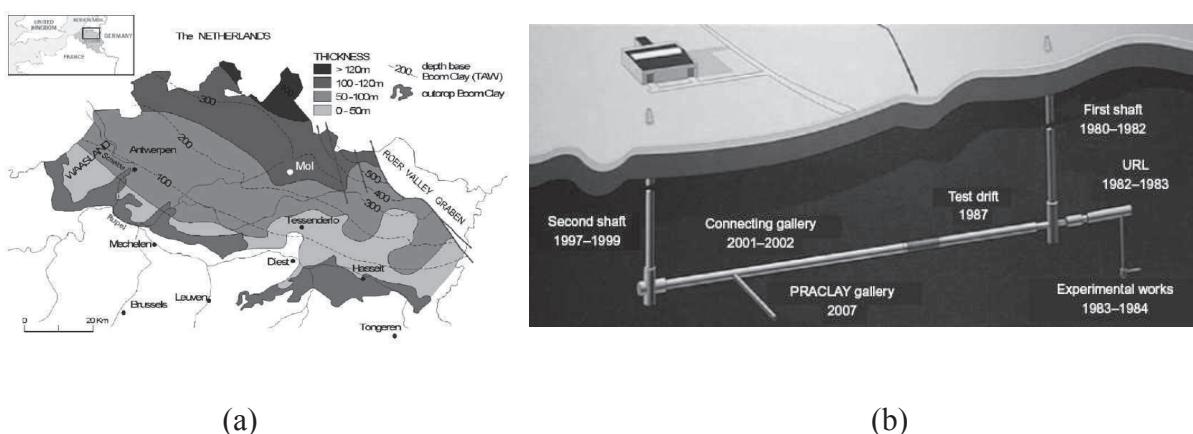


Figure 3-1 : a) Site de Mol en Belgique b) Laboratoire souterrain de Mol, d'après Bernier *et al.* (2007)

Dans ce chapitre on présente d'abord une étude bibliographique sur les propriétés thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom sur la base de travaux réalisés sur cette argile durant les trente dernières années. Ensuite on présente les principaux résultats expérimentaux obtenus avec le nouveau dispositif expérimental. Les essais présentés dans ce chapitre ont été effectués sur trois échantillons cylindriques creux (TB0, TB1 et TB2). Ces échantillons ont été taillés à partir de blocs et de carottes provenant de la galerie Praclay du site Mol, Figure 3-1b. Les techniques de préparation de l'échantillon cylindrique creux d'argile de Boom sont présentées dans la deuxième partie du chapitre. Dans la troisième partie, différentes estimations de la perméabilité de l'argile de Boom à partir de méthodes stationnaire ou transitoire sont discutées. Dans la quatrième partie, les résultats des essais réalisés sur les échantillons TB1 et TB2 sont présentés sous la forme d'un article écrit en anglais et soumis à la revue internationale de '*Engineering Geology*'.

### 3.1 Etude bibliographique sur les caractéristiques thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom

De nombreuses études ont été réalisées sur l'argile de Boom durant ces trente dernières années et une base de données importante concernant les différentes caractéristiques physiques, mécaniques, hydrauliques et thermiques de cette argile existe dans la littérature scientifique. Cette argile est considérée comme une argile plastique (Indice de plasticité 32-51%), peu perméable ( $\approx 10^{-19} \text{ m}^2$ ) et surconsolidée ( $\text{OCR}=2,05-2,64$ ) dans son état naturel [Coll 2005, Bernier *et al.* 2007, Rapport TIMODAZ 2007]. La teneur en eau de cette argile à l'état naturel est entre 25% et 30% [Dehandschutter *et al.* 2004], les densités saturée et sèche de cette argile sont environ de  $2000 \text{ kg/m}^3$  [Mertens *et al.* 2004] et de  $1700 \text{ kg/m}^3$  [Gens *et al.* 2007] respectivement. La densité de la phase solide de cette argile est environ de  $2670 \text{ kg/m}^3$  [Belanteur *et al.* 1997].

Concernant la minéralogie de l'argile de Boom, il existe une dispersion importante dans les données publiées [Decleer *et al.* 1983, Griffault *et al.* 1996, Laenen 1997]. Cette dispersion peut être expliquée par la différence entre la fraction argileuse dans les couches silteuses et les couches argileuses de formation de Boom [Rapport TIMODAZ 2007]. Celle-ci varie entre 30% et 70% avec une moyenne de 55%. La fraction argileuse est principalement composée par illite (50%), smectite et interstratifiée illite-smectite (30%) et kaolinite (10%). En ce qui concerne les minéraux non argileux, l'argile de Boom contient en moyenne 20% de quartz, 10% de feldspar, 5% de pyrite et 5% de calcite .

La microstructure de l'argile de Boom a été étudiée, entre autre, par Dehandschutter *et al.* (2004) qui ont montré par l'analyse au Microscope Electronique Environnemental (MEB) que cette argile a une structure feuilletée ouverte avec des feuillets alignés dans la direction du litage, Figure 3-2.

D'après l'analyse de porosimétrie à mercure réalisée par Coll (2005), quatre familles de pores sont observées pour l'argile de Boom: une macroporosité (pores plus grand que  $1 \mu\text{m}$ ), une mésoporosité ( $0,1 \mu\text{m}$  to  $1 \mu\text{m}$ ), une microporosité (20 nm to 100 nm) et une infraporosité (inférieur à 20 nm), Figure 3-3.

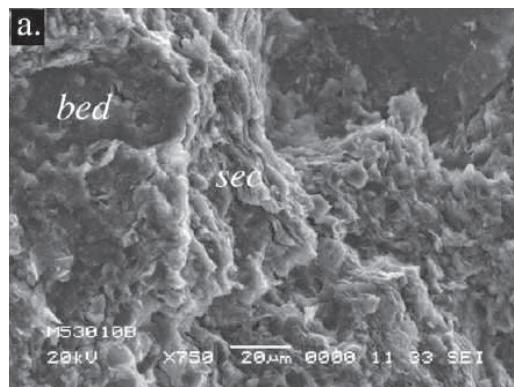


Figure 3-2: Microstructure de l'argile de Boom, d'après Dehandschutter et al. (2004)

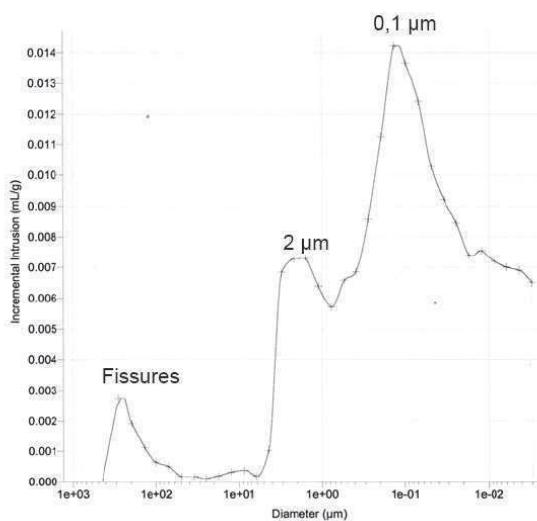


Figure 3-3: Courbe de porosimétrie à mercure de l'argile de Boom, d'après Coll (2005)

La porosité connectée de l'argile de Boom (mesurée par l'intrusion du mercure) est entre 28% [Dehandschutter et al. 2004] et 33,5% [Coll 2005]. Cette porosité est inférieure à la porosité totale de l'argile qui est autour de 39% (mesurée par le séchage à l'étuve à 105°C). Cette différence est attribuée à l'existence des pores de très petit tailles et de pore non connectées qui ne sont pas accessibles par le mercure au cours de l'intrusion.

### 3.1.1 Propriétés hydro-mécaniques de l'argile de Boom

Les propriétés mécaniques de l'argile de Boom ont été déterminées par différents auteurs à l'œdomètre et en cellule triaxiale. Le Tableau 3-1, complété à partir de François et al. (2008), récapitule ces paramètres [Baldi et al. 1991, Bernier et al. 2007, Rapport TIMODAZ 2007] :

$\kappa$ (pente de la courbe élastique)	0,013-0,046
$\lambda$ (pente de la courbe normalement consolidée)	0,13-0,178
$\varphi'$ (angle de frottement)	18-25°
$c'$ (cohésion)	0,3 MPa
$\psi$ (angle de dilatance)	0-10°
$M$ (pente de la ligne d'état critique, CSL)	0,87-1
$E$ (Module Young)	200-400 MPa
$\nu$ (Coefficient du Poisson)	0,125-0,134
G (Module de cisaillement)	95 MPa
RCS (Résistance à la compression simple)	2-2,8 MPa

Tableau 3-1 : Propriétés mécaniques de l'argile de Boom, complétées à partir de François et al. (2008)

### 3.1.1.1 Propriétés poro-mécaniques

Concernant le module de compressibilité drainé de l'argile de Boom, il y a peu de données précises dans la bibliographie. Coll (2005) a réalisé un essai de compression isotrope entre 1 MPa et 32 MPa avec chargement par paliers successifs (1- 2- 4- 8- 16- 32- 16 MPa). Le module de compressibilité est estimé à partir de la valeur de déformation de l'échantillon une fois stabilisée. Pour une contrainte effective inférieure à 8 MPa les résultats de l'essai ont été influencés par le gonflement de l'échantillon mais pour les contraintes effectives supérieures à 8 MPa on observe une tendance claire de diminution de compressibilité avec l'augmentation de la contrainte effective (Figure 3-4). Il faut noter que la réponse en déformation de l'échantillon n'était pas isotrope pendant cet essai et la déformation volumique de l'échantillon est calculée par la somme des déformations radiales et axiales. Le (2008) a évalué la compressibilité drainée de l'argile de Boom pendant des essais déviatoriques drainés. La valeur de ce module est calculée à partir du module sécant à 5% de déformation volumique de l'échantillon. Les valeurs obtenues pour ce coefficient sont entre  $1,1 \text{ GPa}^{-1}$  et  $2,4 \text{ GPa}^{-1}$ . Ces valeurs sont nettement inférieures à celles obtenues par Coll (2005) ce qui met en cause la méthode utilisée par Le (2008).

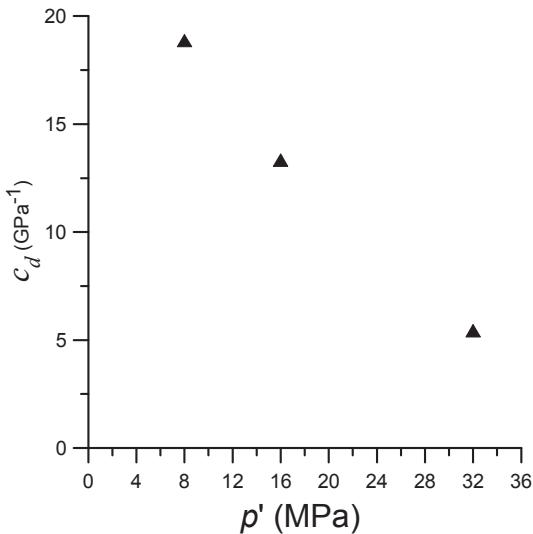


Figure 3-4: Compressibilité drainée de l'argile de Boom, d'après Coll (2005)

Le coefficient de Skempton  $B$ , est un autre paramètre poro-mécanique intéressant qui peut être mesuré facilement au laboratoire. Les résultats des essais de Sultan (1997), Coll (2005) et Le (2008) donnent un coefficient de Skempton à l'état saturé qui peut varier entre 0,9 et 1. Cet écart des données peut être expliqué par le niveau de contrainte appliquée sur l'échantillon, la méthode d'estimation du paramètre (tangent ou sécant) ainsi que la procédure de saturation de l'échantillon.

### 3.1.1.2 Propriétés hydrauliques

En ce qui concerne les propriétés hydrauliques, l'argile de Boom a une perméabilité de  $2-6 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  avec une anisotropie faible de cette valeur [cité en François *et al.* 2008]. Ces valeurs de perméabilité sont déterminées par une méthode directe (régime permanent) [Delage *et al.* 2000, Coll 2005] ou par une méthode indirecte en utilisant les données à l'œdomètre [Horseman *et al.* 1987] ou encore par des essais en régime transitoire de type "pulse test" [Coll 2005].

L'évolution de la perméabilité de l'argile de Boom avec la contrainte effective a été étudiée par Horseman *et al.* (1987), Baldi *et al.* (1991) et Coll (2005). Tous les résultats expérimentaux confirment que la perméabilité diminue avec l'augmentation de la contrainte effective. Les résultats de Coll (2005) montrent une diminution de la perméabilité de l'argile de Boom de  $6,3 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  à  $1,2 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  pour une augmentation de la contrainte effective de 0,4 à 32 MPa (Figure 3-5a). Ces résultats sont cohérents avec ceux de Horseman *et al.* (1987) qui indiquent une diminution d'un ordre de grandeur de la perméabilité pour une augmentation de 30 MPa de la contrainte effective. Les résultats de Baldi *et al.* (1991)

montrent une sensibilité plus importante de la perméabilité à l'augmentation de la contrainte effective. Ces auteurs observent une diminution d'un ordre de grandeur de la perméabilité de l'argile de Boom pour une augmentation de 10 MPa de contrainte effective.

Coll (2005) présente aussi une relation de type bilinéaire entre l'indice des vides et la perméabilité de l'argile de Boom (Figure 3-5b). La contrainte correspondante au changement de pente est interprétée comme la pression de préconsolidation de l'argile.

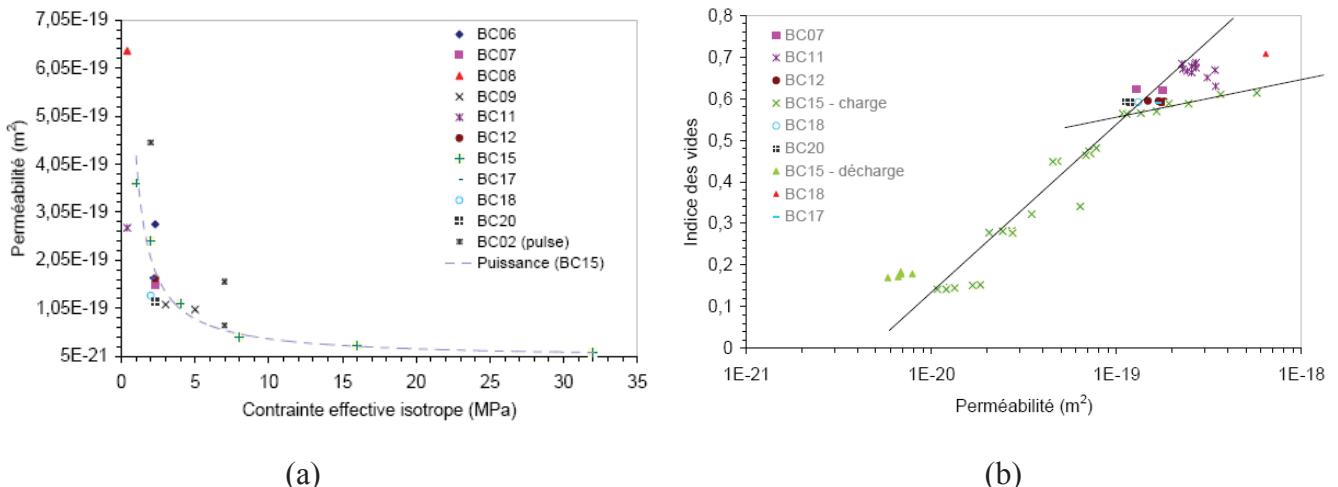


Figure 3-5:a) Diminution de la perméabilité de l'argile de Boom avec l'augmentation de la contrainte effective b) Relation perméabilité – indice des vides d'après Coll (2005)

Concernant le coefficient d'emmagasinement de l'argile de Boom, Coll (2005) a estimé ce coefficient à partir d'une analyse inverse des essais transitoires de type pulse. Sur un même échantillon les valeurs obtenues varient entre  $1,7 \times 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$  et  $6 \times 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$ . Cette dispersion peut être attribuée au fait que la solution de l'analyse inverse de l'essai de type pulse n'est pas unique ; de plus des valeurs différentes du coefficient d'emmagasinement doivent être utilisées pour simuler la réponse de pression en amont et aval de l'échantillon.

### 3.1.2 Propriétés thermiques de l'argile de Boom

La réponse volumique de l'argile de Boom lors d'un essai de chauffage en condition drainée a été étudiée par Baldi *et al.* (1991) et Sultan (1997). Le comportement volumique de l'échantillon dépend du degré de surconsolidation (OCR). Pour les échantillons normalement consolidés (OCR=1) on observe un comportement contractant de l'échantillon pendant le chauffage. En revanche pour les échantillons surconsolidés on peut avoir un comportement dilatant pendant le chauffage pour un OCR élevé (autour de 6, d'après Baldi *et al.* (1991)) et un comportement dilatant puis contractant pour un OCR faible (autour de 2). Lors d'un

refroidissement en condition drainé, on observe une contraction de l'échantillon quelque soit le degré de surconsolidation (Figure 3-6).

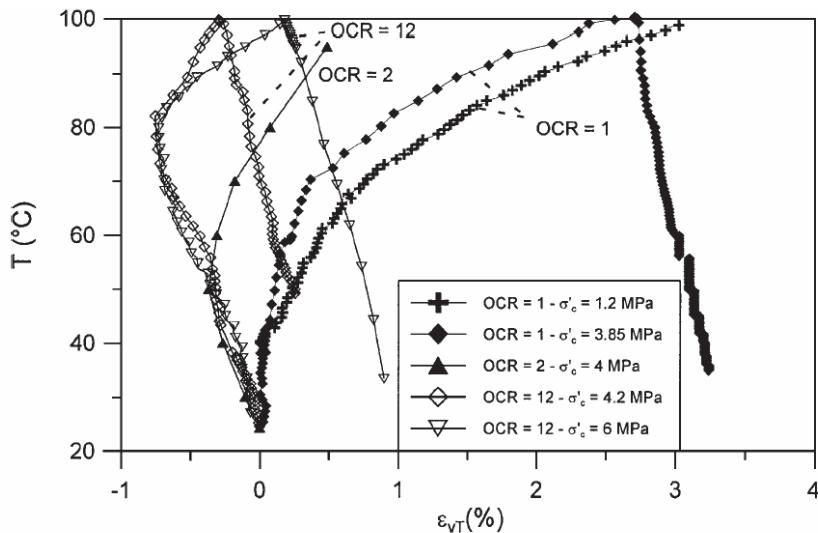


Figure 3-6: Comportement volumique de l'argile de Boom pour les différents niveaux d'OCR d'après Sultan (1997)

Le coefficient de dilatation thermique volumique drainé ( $\alpha_d$ ) de l'argile de Boom peut être évalué à partir de la courbe de refroidissement drainé. On obtient une valeur de  $10^{-4} / ^\circ\text{C}$  pour ce coefficient à partir des résultats de Sultan (1997). Les résultats de Baldi *et al.* (1991) donnent une valeur plus faible autour de  $7 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

S'agissant du chauffage en condition non drainée de l'argile de Boom, plusieurs études en laboratoire et in-situ montrent que l'augmentation de la température engendre une surpression interstitielle dans cette argile [Horseman *et al.* 1987, De Bruyn et Thimus 1996 et Le 2008]. Cette surpression est expliquée par la valeur plus élevée du coefficient de dilatation thermique de l'eau par rapport à celui du squelette solide [Del Olmo *et al.* 1996]. le Tableau 3-2 montre les valeurs du coefficient de pressurisation thermique (c.f. Eq.(3.1) Dans la section 3.3.2) de l'argile de Boom obtenues par les essais en laboratoire.

	$\Lambda$ (kPa/ $^\circ\text{C}$ )	Contrainte (kPa)	Vitesse de chauffage ( $^\circ\text{C}/\text{hr}$ )
Horseman <i>et al.</i> (1987)	31	5000 (Totale, $u_0 ?$ )	30
	54	8000 (Totale, $u_0 ?$ )	30
De Bruyn et Thimus (1996)	40	4000 (effective initiale)	30
Le (2008)	40	2500 (effective initiale)	Par palier

Tableau 3-2 : Coefficient de pressurisation thermique de l'argile de Boom

Les résultats de Horseman *et al.* (1987) (Figure 3-7) montrent une réponse non linéaire pour la surpression engendrée. Le coefficient de pressurisation thermique diminue avec la

température et augment avec la contrainte. Les valeurs de  $\Lambda$  indiqués sur le Tableau 3-2 sont évaluées en utilisant le trente premiers degré de chauffage.

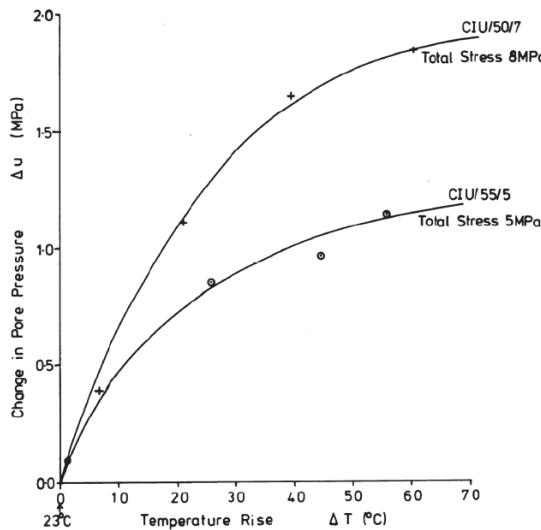


Figure 3-7 : Pressurisation thermique de l'argile de Boom, d'après Horsemann et al. (1987)

Le (2008) a observé une augmentation linéaire de la surpression interstitielle une fois stabiliser la température, ce qui peut être attribuée au comportement différent du matériau.

Enfin, on mentionnera que l'argile de Boom a une conductivité thermique entre 1,35 W/mK et 1,70 W/mK et la capacité volumique de chaleur de  $2,84 \times 10^6$  J/m<sup>3</sup>K [Rapport TIMODAZ, 2007].

## 3.2 Préparation des échantillons d'argile de Boom et programme des essais

Trois échantillons cylindriques creux d'argile de Boom (TB0, TB1, TB2) ont été utilisés pour cette étude.

### 3.2.1 Préparation des échantillons

L'argile de Boom est reçue au laboratoire sous forme de blocs, Figure 3-8, ou de carottes, (Figure 3-14), provenant de la galerie PRACLAY du site Mol, (Figure 3-1b). Afin de conserver la teneur en eau naturelle du matériau, les blocs et les carottes sont emballés sous vide dans des feuilles d'aluminium. Pour obtenir un échantillon cylindrique creux à partir d'un bloc, il faut d'abord découper un cube de 100\*100\*100 mm, ensuite couper les coins du cube avec une scie (Figure 3-9a). L'échantillon obtenu est mis dans un appareil conçu pour la taille des échantillons de sol et les coins de l'échantillon sont taillés à l'aide d'un couteau

jusqu'à obtenir une forme cylindrique, Figure 3-9b. Enfin le cylindre obtenu est fixé dans un moule et il est foré en son centre à l'aide d'une mèche à bois de diamètre 60mm (Figure 3-10). Figure 3-11 montre l'échantillon cylindrique creux obtenu par cette méthode.



Figure 3-8 : Bloc de l'argile de Boom, la présence des fissures préexistantes



(a)

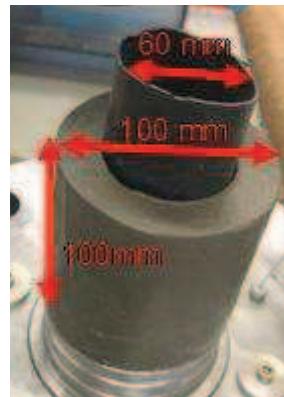


(b)

Figure 3-9 : Découpage du bloc de l'argile de Boom

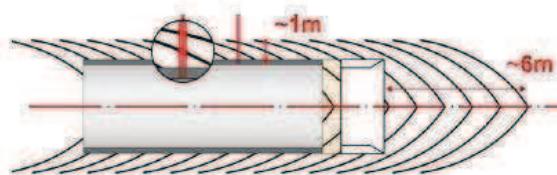


Figure 3-10 : Moule pour fixer l'échantillon et mèche à bois utilisée pour forer l'échantillon

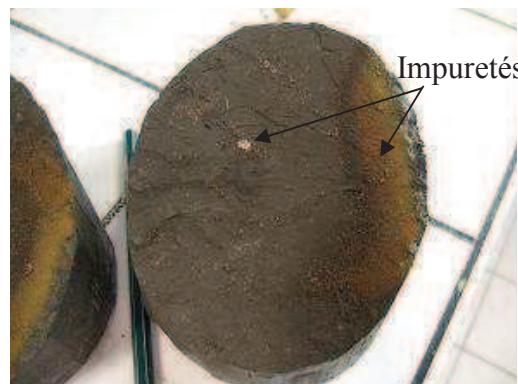


*Figure 3-11 : Echantillon cylindrique creux de l'argile de Boom (TB0)*

Plusieurs difficultés sont rencontrées lors de la préparation de l'échantillon par cette méthode. Premièrement, on remarque l'existence de fissures préexistantes dans le bloc. Deux familles sont observées, l'une parallèle à la direction de la stratification et l'autre inclinée avec un angle d'environ  $45^\circ$  par rapport au plan de la stratification (Figure 3-8). Ces fissures sont semblables à celles observées autour de la galerie souterraine (Figure 3-12). La présence de ces fissures est une cause majeure pouvant conduire à l'échec de la préparation de l'échantillon. Deuxièmement, le séchage de l'échantillon au cours de la longue procédure de découpage du bloc crée des nouvelles fissures ou peut ouvrir les fissures préexistantes. Troisièmement, l'existence de grains rigides ainsi que d'impuretés avec une rigidité différente de celle de l'argile peuvent créer des fissures pendant le découpage du bloc, Figure 3-13.



*Figure 3-12 : Fissures autour de galerie souterraine, d'après Bastiaens et Bernier (2006).*

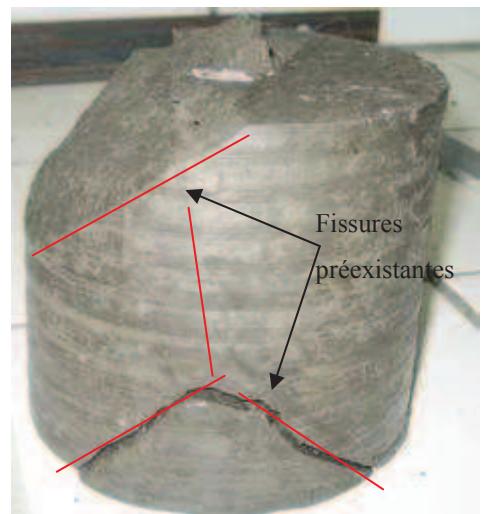


*Figure 3-13 : Présence des grains rigides et d'impuretés dans le block de l'argile de Boom*

Malgré ces difficultés cette méthode a été utilisée pour fabriquer l'échantillon TB0 à partir d'un bloc de l'argile de Boom (Figure 3-11). En revanche, les échantillons TB1 et TB2 ont été préparés à partir de carottes de cette argile (Figure 3-14). L'utilisation de ces carottes qui ont un diamètre extérieur de 100 mm raccourcit le temps de préparation de l'échantillon car il suffit juste de découper la carotte à la hauteur désirée. Ensuite le cylindre obtenu est fixé dans le moule et foré avec la mèche à bois. Il faut noter que le litage des carottes est approximativement parallèle à son axe et les deux familles de fissures préexistantes qui sont observées dans les blocs (parallèle au lattage et inclinée avec un angle d'environ 45°) existent aussi dans les carottes (Figure 3-14b).



(a)



(b)

Figure 3-14 : a) Carotte d'argile de Boom b) Fissures préexistantes dans les carottes

Les caractéristiques initiales des échantillons sont récapitulées dans le Tableau 3-3.

	$d_{ext} * d_{int} * h (\text{mm})$	$w_0 (\%)$	$e_0$
TB0	99,7*60*99,8	19,2	0,58
TB1	103*60*89	21	0,59
TB2	101,4*60*85	21,6	0,6

Tableau 3-3 : Caractéristiques initiales des échantillons d'argile de Boom

### 3.2.2 Chemins thermo-mécaniques réalisés sur les échantillons TB0, TB1 et TB2

Les différents chemins thermo-mécaniques ont été réalisés sur les échantillons TB0, TB1 et TB2. L'échantillon TB0 est le premier échantillon d'argile de Boom qui a été testé dans la cellule triaxiale à cylindre creux. Compte tenu de la dispersion des données THM dans la

bibliographie, on a décidé de réaliser quelques essais de caractérisation sur cet échantillon. On a aussi testé la faisabilité d'un essai de cisaillement à contrainte totale moyenne constante.

Les étapes suivantes ont été réalisées sur l'échantillon TB0:

- (1) Saturation sous la contrainte in-situ, (B)
- (2) Mesure du coefficient de Skempton, (B)
- (3) Essai de compression isotrope drainé avec une vitesse de chargement 0,5 kPa/min (mesure de la compressibilité drainée), (B-C-D)
- (4) Essai de perméabilité en régime transitoire, (D)
- (5) Essais de pressurisation thermique sous des confinements imposés de 3,25 MPa et 10 MPa (Vitesse de chauffage 3°C/h), (D-E et F-G)
- (6) Essai déviatorique à contrainte totale moyenne constante (Vitesse de chargement 10 µm/min ), (H-I)

Le chemin de chargement suivi pour cet échantillon est présenté sur la Figure 3-15.

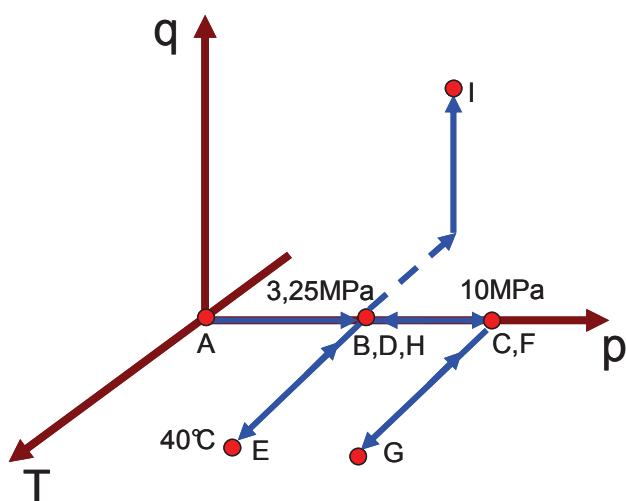


Figure 3-15 : Chemin de chargement suivi pour l'échantillon TB0

Les essais réalisés sur l'échantillon TB1 ont pour but de montrer la possibilité de réactivation d'un plan de rupture par le chauffage non drainé de l'échantillon maintenu sous déviateur.

Pour l'échantillon TB1 les étapes suivantes ont été réalisées:

- (1) Saturation sous la contrainte in-situ, (B)
- (2) Mesure du coefficient de Skempton, (B)
- (3) Essai thermique de référence : chauffage non drainé et refroidissement drainé (vitesse chauffage/refroidissement de 1°C/h), (B-C-D)

(5) Essai de cisaillement non drainé à contrainte totale moyenne constante (vitesse de chargement de  $4,7 \mu\text{m}/\text{min}$ ), (D-E)

(6) Relaxation de la contrainte déviatorique, (E-F)

(7) Chauffage en condition non drainée sous déviateur et réactivation du plan de rupture (vitesse de chauffage de  $1^\circ\text{C}/\text{h}$ ), (F-G)

Le chemin de chargement suivi pour cet échantillon est présenté sur la Figure 3-16a.

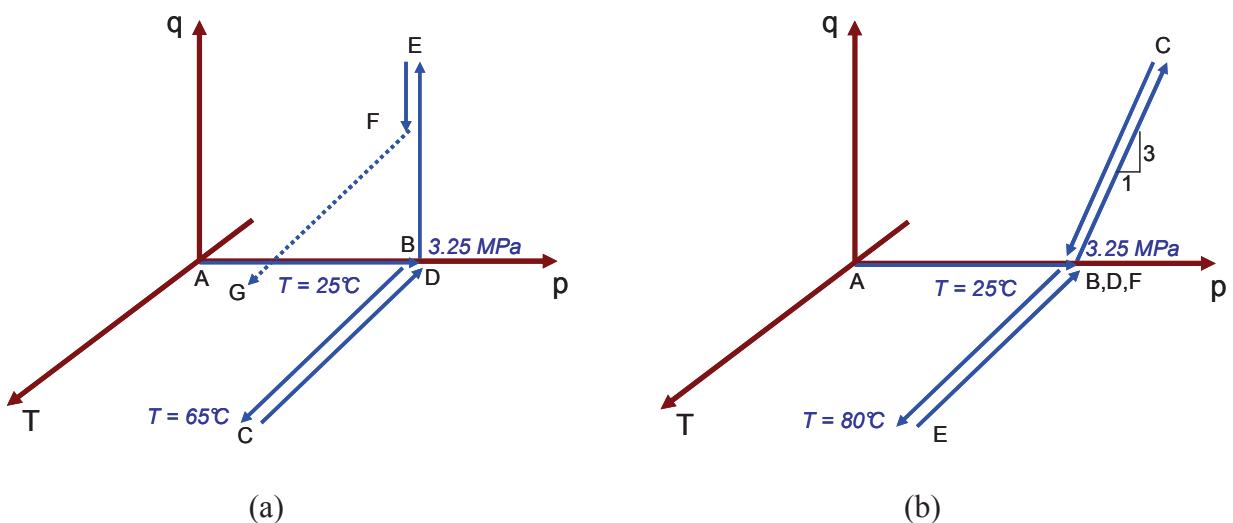


Figure 3-16 : Chemin de chargement suivi pour a) Echantillon TB1 b) Echantillon TB2

Les essais réalisés sur l'échantillon TB2 ont pour but d'étudier l'effet de la formation d'une bande de cisaillement au cours d'un essai déviatorique sur la perméabilité et ceci à température ambiante et à  $80^\circ\text{C}$ .

Les étapes suivantes ont été réalisées sur l'échantillon TB2:

(1) Saturation sous la contrainte in-situ, (B)

(2) Mesure de coefficient de Skempton, (B)

(3) Mesure de perméabilité en régime permanent, (B)

(4) Mesure de perméabilité en régime transitoire en suivant la méthode proposée par Ghabezloo *et al.* (2009), (B)

(5) Cisaillement de l'échantillon suivant un chemin drainé sous confinement constant (Vitesse de chargement  $4,7 \mu\text{m}/\text{min}$ ), (B-C-D)

(6) Estimation de la perméabilité après l'essai déviatorique, (D)

(7) Chauffage de l'échantillon en condition drainée jusqu'à  $80^\circ\text{C}$  (Vitesse de chauffage  $1^\circ\text{C}/\text{h}$ ), (D-E)

(8) Estimation de la perméabilité de l'échantillon à  $80^\circ\text{C}$ , (E)

(9) Refroidissement drainé (Vitesse de 1°C/h), (E-F), et mesure de perméabilité à 25°C, (F)

Le chemin de chargement suivi pour cet échantillon est présenté sur la Figure 3-16b.

### 3.3 Résultats obtenus sur l'argile de Boom

#### 3.3.1 Essai de compression isotrope drainé et non drainé

L'échantillon TB0 est saturé sous la contrainte in-situ. La contrainte totale in-situ au niveau du laboratoire souterrain de Mol est autour de 4500 kPa et la pression de l'eau est autour de 2250 kPa [Bernier *et al.* 2007]. La procédure de saturation utilisée a été expliquée dans le chapitre 2. En raison de la limite de capacité des contrôleurs pression-volume (PVC) utilisés, on applique une pression de confinement de 3250 kPa et une contre pression de 1000 kPa correspondant à une contrainte effective égale à celle in-situ. Lorsque les essais sur l'échantillon TB0 ont été réalisés, le dispositif n'était pas encore équipé du système de mesure de déformations locales ni du système de drainages radiaux. La phase de resaturation de l'échantillon a ainsi duré 35 jours. L'échange de volume d'eau entre l'échantillon et le PVC pendant cette phase est présentée dans l'annexe 1. Après la resaturation de l'échantillon un essai de compression isotrope non drainé a été réalisé sur cet échantillon. Pour cela la pression de confinement a été augmentée de 3250 kPa à 10000 kPa avec une vitesse de 100 kPa/min. La surpression engendrée dans l'échantillon est mesurée par le capteur de pression installé en bas de l'échantillon. La Figure 3-17 présente l'évolution de la pression intersticielle pendant cet essai qui est sensiblement linéaire en fonction de l'augmentation de la pression de confinement.

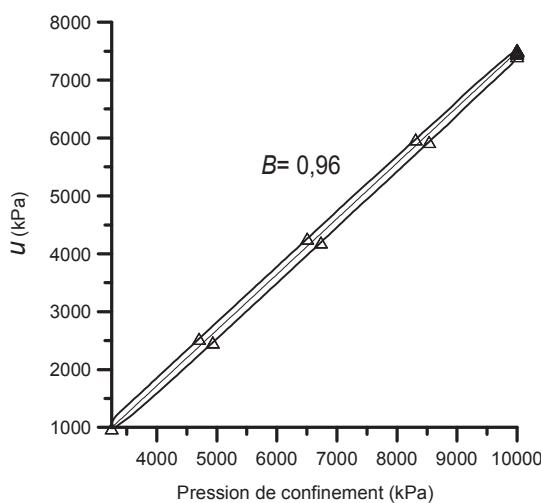


Figure 3-17 : Essai de compression isotrope non drainé sur l'échantillon TB0

Le rapport entre la surpression interstitielle et le changement de la pression de confinement donne le coefficient de Skempton qui est 0,96 pour cet essai. Cette valeur mesurée doit être corrigée pour tenir compte de l'effet du système de drainage (voir chapitre 2), ce qui donne une valeur de 0,97. En négligeant la compressibilité de la phase solide ( $c_s$ ) comparée à la compressibilité du squelette (drainé) ( $c_d$ ) et de l'eau ( $c_w$ ), on peut obtenir la relation suivante pour le coefficient du Skempton:

$$B = \frac{c_d}{c_d + \phi c_w} \quad (3.1)$$

L'équation (3.1) permet d'évaluer la compressibilité drainé ( $c_d$ ) en prenant les valeurs suivants :  $B=0,97$ ,  $\phi=0,39$  et  $c_w = 0,45 \text{ GPa}^{-1}$ , ce qui donne une valeur de  $5,67 \text{ GPa}^{-1}$ . Cette valeur est comparée à celle obtenue à partir d'un essai de compression isotrope drainé. Cet essai est réalisé en faisant un chargement de 3750 kPa à 6000 kPa, puis un déchargement de 6000 kPa à 4500 kPa et enfin le rechargement de 4500-10000 kPa. Les deux drainages en bas et en haut de l'échantillon sont connectés à un PVC qui maintient une pression constante de 1000 kPa aux deux extrémités de l'échantillon. La vitesse de chargement est de 0,5 kPa/min ce qui est une vitesse couramment utilisée pour réaliser des essais drainés sur l'argile de Boom [Sultan (1997), Coll (2005), Le (2008)]. La réponse volumique de l'échantillon mesurée par l'échange de volume d'eau entre l'échantillon et le PVC est présentée sur la Figure 3-18.

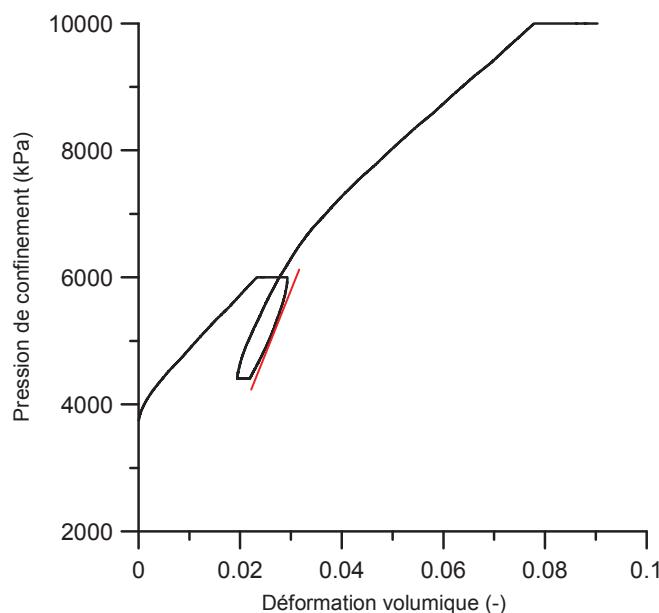


Figure 3-18 : Essai de compression isotrope drainé sur l'argile de Boom

En admettant que la réponse de l'échantillon pendant la phase de déchargement est élastique. Le module de compressibilité drainé ( $c_d$ ) est calculé à partir de la pente de cette phase ce qui donne une valeur de  $5,15 \text{ GPa}^{-1}$ . Cette valeur est proche de celle estimée à partir de l'essai de compression non drainé ( $5,67 \text{ GPa}^{-1}$ ). Ces valeurs sont comprises entre celles données par Coll (2005) et par Le (2008).

### 3.3.2 Essai de chauffage non drainé sur l'argile de Boom

Les essais de chauffage non drainé sur l'argile de Boom présentés dans la plupart des études [Horseman *et al.* 1987, De Bruyn et Thimus 1996] sont réalisés avec une vitesse de chauffage très élevée ( $30^\circ\text{C}/\text{h}$ ), ce qui ne laisse pas le temps pour la stabilisation et l'homogénéisation de la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon. C'est pourquoi les deux essais de chauffage non drainé que nous avons réalisés sur l'échantillon TB0, ont été faits avec une vitesse de chauffage dix fois plus lente de  $3^\circ\text{C}/\text{h}$ . le premier essai est réalisé sous une contrainte effective initiale de 2250 kPa et le second sous une contrainte effective initiale de 9000 kPa. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 3-19.

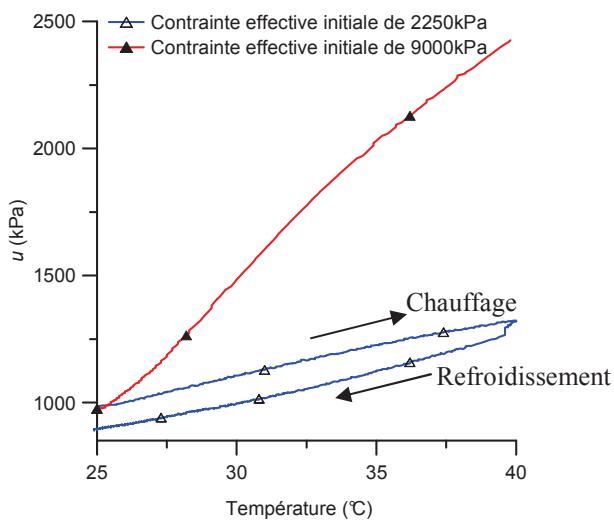


Figure 3-19 : Essai de chauffage non drainé sous deux niveaux de contrainte effective sur l'argile de Boom, échantillon TB0

La phase de refroidissement de l'essai sous 9000 kPa de contrainte effective initiale n'a pas été réalisée à cause d'une fuite de confinement. Pour les deux essais on observe une réponse linéaire et le coefficient de pressurisation thermique ( $\Lambda$ ) de l'argile de Boom est calculé à partir de la pente de chaque courbe ce qui donne une valeur de  $24 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$  pour la contrainte effective initiale de 2250 kPa et une valeur de  $94 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$  pour la contrainte

effective initiale de 9000 kPa. En négligeant la compressibilité de la phase solide ( $c_s$ ) devant la compressibilité du squelette ( $c_d$ ) et de l'eau ( $c_w$ ), on obtient l'expression théorique suivante pour le coefficient de pressurisation thermique (Voir section 2.1 dans l'article présenté dans la section 3.3.5):

$$\Lambda = \frac{\phi(\alpha_w - \alpha_s)}{c_d + \phi c_w} \quad (3.2)$$

L'équation (3.2) montre que le coefficient de pressurisation thermique ( $\Lambda$ ) croît lorsque la compressibilité du matériau diminue. La différence entre les valeurs de  $\Lambda$  sous deux niveaux de contraintes effectives différentes peut être expliquée par la diminution de la compressibilité du squelette ( $c_d$ ) sous forte contrainte.

On constate aussi une hystérésis entre la réponse de l'échantillon en chauffage et en refroidissement sous 2250 kPa de contrainte effective initiale. Cette hystérésis est aussi observée par Campanella et Mitchell (1968) lors des essais de chauffage non drainé sur kaolinite et par Abuel-Naga *et al.* (2007) sur l'argile de Bangkok. Cette hystérésis est expliquée par ces auteurs par le fait que, le cycle chauffage-refroidissement correspond à un chemin de décharge-recharge de la contrainte effective (Figure 3-20).

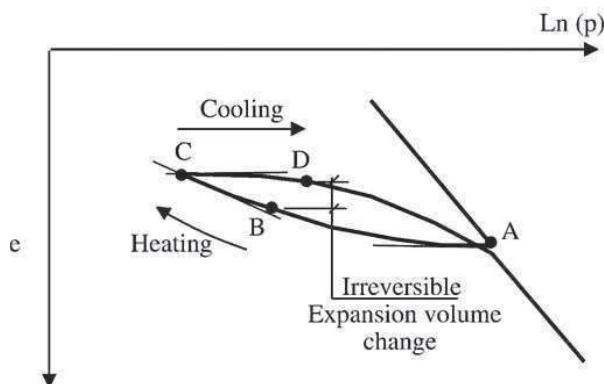


Figure 3-20 : Hystérésis de pression interstitielle engendrée pendant le chauffage-refroidissement non drainé, d'après Abuel-Naga *et al.* (2007)

Ainsi la compressibilité de l'échantillon au cours du chauffage (B-C, Figure 3-20) est supérieure à celle de l'échantillon au cours de refroidissement (C-D, Figure 3-20), ce qui explique que la pressurisation est moins importante lors du chauffage que la dépressurisation lors du refroidissement.

### 3.3.3 Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom

Différentes méthodes de mesure de perméabilité sont utilisées pour estimer la perméabilité de l'argile de Boom, notamment la méthode en régime permanent [Sultan 1997, Coll 2005] et la méthode "pulse test" [Coll 2005]. Les inconvénients de la mesure de perméabilité en régime permanent sont i) le temps extrêmement long nécessaire pour atteindre le régime stationnaire ii) le fait que le débit entrant n'est pas égal au débit sortant (ce qui peut être expliqué par les microfuites et le gonflement de l'échantillon) iii) les faibles débits mesurés peuvent être affectés par la fluctuation de la température de la salle d'essai.

Concernant la méthode transitoire de type "pulse test" les difficultés principales ont été mentionnées par Coll (2005) i) la détermination des bonnes gammes pour les coefficients d'emmagasinement des réservoirs amont et aval ii) les difficultés de traitement des données iii) la non unicité de la solution d'un problème d'analyse inverse

Pour estimer la perméabilité de l'argile de Boom dans la cellule triaxiale à cylindre creux, nous avons tout d'abord étudié la faisabilité des essais en régime permanent sur l'échantillon TB1. Deux types d'essais transitoires ont été aussi réalisés sur les échantillons TB0 et TB1. Les avantages et les inconvénients de chaque méthode seront discutés par la suite pour choisir la méthode la plus appropriée.

#### 3.3.3.1 Régime permanent

La mesure de perméabilité en régime permanent est une méthode simple pour estimer la perméabilité des géomateriaux. Cette méthode consiste à appliquer un gradient de pression entre deux extrémités de l'échantillon et vérifier l'évolution du débit entrant et sortant. En principe ces derniers doivent être identiques en régime stationnaire. A partir de la valeur de débit et en appliquant la loi de Darcy, la perméabilité de l'échantillon peut être estimée.

Un essai de faisabilité a été réalisé sur l'échantillon TB1. Pour cela un gradient de pression de 200 kPa a été appliqué entre les parois intérieure et extérieure de l'échantillon cylindrique creux lorsque les drainages en haut et en bas de l'échantillon ont été fermés. Les débits entrant et sortant de l'échantillon ont été enregistrés par les PVCs. L'évolution des débits entrant et sortant est tracée sur la Figure 3-21. Cet essai montre que le régime permanent est établi pour le cylindre creux avec le système de drainages radiaux après 35 heures et que le débit entrant est plus important que le débit sortant ce qui a été aussi observé par Coll (2005).

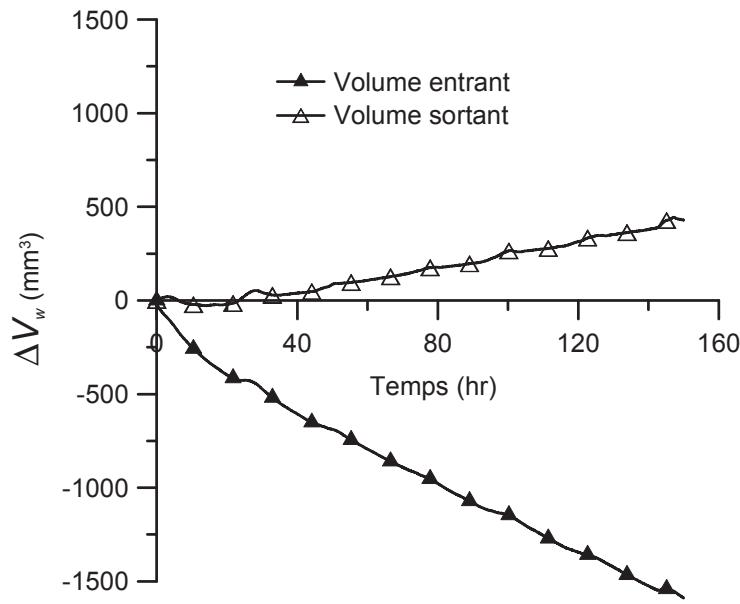


Figure 3-21 : Volume d'eau entrant et sortant pendant un essai de perméabilité en régime permanent sur l'échantillon TB1

La perméabilité radiale de l'échantillon est estimée en utilisant la valeur du débit entrant. Si le gradient entre les parois intérieure et extérieure de l'échantillon est homogène, la perméabilité radiale de l'échantillon peut être calculée par:

$$k_r = \frac{Q\mu_w \ln(R_{\text{ext}} / R_{\text{int}})}{2\pi h \Delta u} \quad (3.3)$$

où  $k_r$  est la perméabilité radiale intrinsèque,  $Q$  est le débit,  $\mu_w$  est la viscosité de l'eau,  $R_{\text{ext}}$  et  $R_{\text{int}}$  sont les rayons extérieur et intérieur de l'échantillon,  $h$  est la hauteur de drainage et  $\Delta u$  est le gradient de la pression appliquée entre les parois interne et externe de l'échantillon. Pour notre essai, les géotextiles (zone de drainage) sont placés sur le tiers central de l'échantillon c'est pourquoi le gradient hydraulique le long des parois intérieure et extérieure de l'échantillon n'est pas homogène. La Figure 3-22a montre le champ de gradient calculé par le logiciel de calcul par éléments finis de CESAR-LCPC pour un échantillon cylindrique creux de 85 mm de hauteur avec les drainages placés sur une longueur de 40 mm au milieu de la hauteur de l'échantillon.

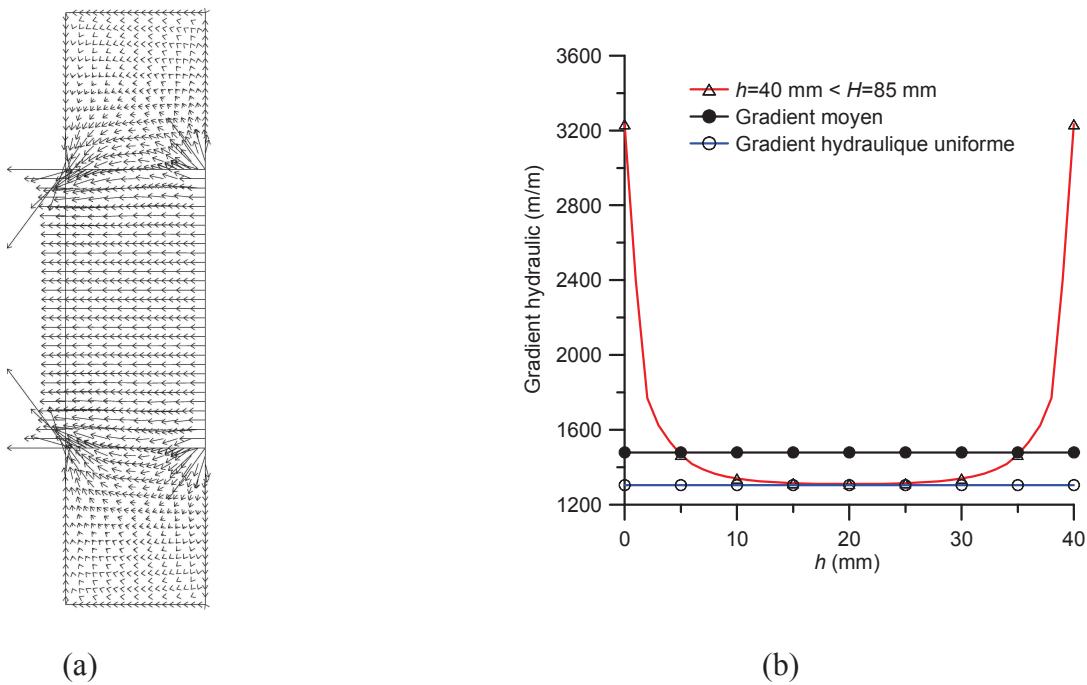


Figure 3-22 : a) Hétérogénéité du champ de gradient hydraulique au voisinage des limites de la zone drainée b) Gradient hydraulique calculé le long des drainages avec CESAR-LCPC

La Figure 3-22b présente la valeur du gradient hydraulique le long des zones de drainage ainsi que la valeur du gradient hydraulique uniforme pour le cas où les géotextiles sont installés sur toute la hauteur de l'échantillon. Cette figure montre que l'hétérogénéité du gradient hydraulique n'est sensible que sur une bande de 10 mm sur chaque bord du géotextile et que le gradient hydraulique est homogène sur les 20 mm centraux. Pour tenir compte de cela, un coefficient de correction ( $\alpha_{cor}$ ) est introduit dans l'équation (3.3):

$$k = \frac{\alpha_{cor} Q \mu_w \ln(R_{\text{ext}} / R_{\text{int}})}{2\pi h \Delta u} \quad (3.4)$$

Ce coefficient est le rapport entre le gradient hydraulique homogène et la moyenne du gradient dans le cas où la hauteur de drainage est inférieure à celle de l'échantillon. La valeur de ce coefficient calculée à l'aide de la modélisation utilisant le logiciel CESAR-LCPC est égale à 0.88. On obtient ainsi une valeur de  $2,1 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  pour la perméabilité dans la direction radiale de l'échantillon.

### 3.3.3.2 *Régime transitoire sous pression de confinement constante*

Ghabezloo *et al.* (2008) ont proposé une méthode transitoire de l'estimation de la perméabilité pour le ciment. Cette méthode consiste à engendrer une surpression interstitielle dans l'échantillon par le chargement isotrope de l'échantillon en condition non drainée et ensuite faire dissiper cette surpression en connectant le drainage de l'une extrémité de l'échantillon à un PVC ayant une pression inférieure à celle dans l'échantillon. Le changement de pression interstitielle dans l'échantillon est mesuré par un capteur de pression connecté à l'autre extrémité de l'échantillon. La perméabilité de l'échantillon est estimée par analyse inverse, en comparant les résultats théories d'analyse de diffusion de pression avec les résultats expérimentaux de la phase de dissipation (évolution de la surpression, et la déformation de l'échantillon). Dans cette étude, les quatre drainages sur l'échantillon cylindrique creux nous permet de réaliser la phase de dissipation de la surpression en connectant un ou deux drainages qui sont en paroi intérieure et à l'extrémité supérieure de l'échantillon. Dans ce cas le changement de pression dans l'échantillon est mesuré par deux capteurs de pression connectés à la paroi extérieure et à l'extrémité inférieure de l'échantillon. Le volume d'eau sortant de l'échantillon pendant cette phase est enregistré par le PVCs.

Les courbes expérimentales (changement de pression interstitielle à la paroi extérieure et à l'extrémité inférieure, volume d'eau sortant de l'échantillon) sont utilisées pour déterminer la perméabilité par analyse inverse de ces données. Cette procédure est mise en œuvre par une méthode numérique de résolution de l'équation de diffusion dans le milieu poreux élastique pour un échantillon cylindrique creux (condition axisymétrique) avec différentes conditions aux limites. Un programme en différences finies 2D a été développé sous MATLAB. Le programme permet de traiter les cas d'une perméabilité isotrope ou anisotrope. Les détails sur le calcul et la méthode de résolution ont été présentés dans l'article présenté dans le chapitre 2.

Les courbes expérimentales concernant les essais de perméabilité sur l'échantillon TB2 seront présentées dans l'article à la fin de ce chapitre ainsi que les résultats de l'analyse inverse. Pour cet échantillon une perméabilité radial de  $1 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  et une perméabilité axial de  $3,0 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  ont été estimées. Ces valeurs sont bien placées dans la gamme de perméabilité présenté dans la littérature scientifique ce qui est entre  $1 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  et  $6 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  [Sultan 1997, Coll 2005].

### 3.3.3.3 Régime transitoire avec augmentation de la pression de confinement

Une autre méthode transitoire de mesure de la perméabilité axiale a été présentée par Monfared et al (2009) dans un article présenté au 19<sup>ème</sup> congrès français de mécanique et reproduit dans l'annexe 3. Cette méthode consiste en une compression isotrope de l'échantillon à vitesse de sollicitation constante pendant laquelle une extrémité de l'échantillon est connectée à un PVC, à pression de fluide imposée et constante alors que l'autre est fermée. La perméabilité est évaluée à partir de la mesure de la surpression interstitielle du côté de l'extrémité fermée pour différentes vitesses de sollicitation. La Figure 3-23 montre les conditions aux limites et la condition initiale de cet essai.

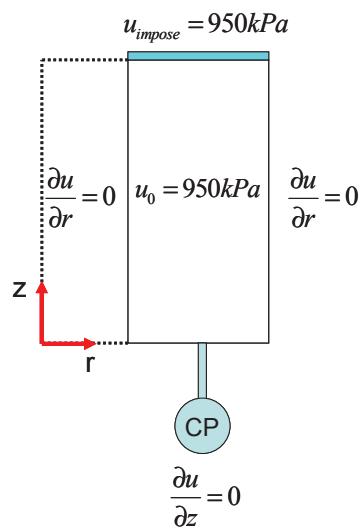


Figure 3-23 : Configuration de l'essai de perméabilité transitoire avec augmentation de la pression de confinement

Cette méthode est testée sur l'échantillon TB0. La pression de confinement est augmentée successivement avec deux vitesses de 0,5 kPa/min et 0,1 kPa/min. La surpression mesurée par le capteur de pression en bas de l'échantillon pour ces essais est présentée sur la Figure 3-24a et b. La différence de pente de ces courbes montre clairement que plus la vitesse de chargement est élevée plus la surpression engendrée dans l'échantillon est importante. La surpression engendrée dans l'échantillon peut être modélisée en résolvant l'équation suivante pour les conditions aux limites et la condition initiale présentées sur la Figure 3-23.

$$\frac{du}{dt} = B \frac{d\sigma_c}{dt} + \frac{k_z}{\mu_w S} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.5)$$

où  $B$  est le coefficient de Skempton et  $\sigma_c$  est la contrainte de confinement. En utilisant une perméabilité axiale de  $k_z = 3,2 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  et un coefficient d'emmagasinement de  $S = 5,3 \times 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$  on peut reproduire les résultats expérimentaux de manière satisfaisante (Figure 3-25). Cette estimation de la perméabilité axiale et du coefficient d'emmagasinement sont compatibles avec les résultats publiés pour l'argile de Boom, [Sultan. 1997, Coll 2005]

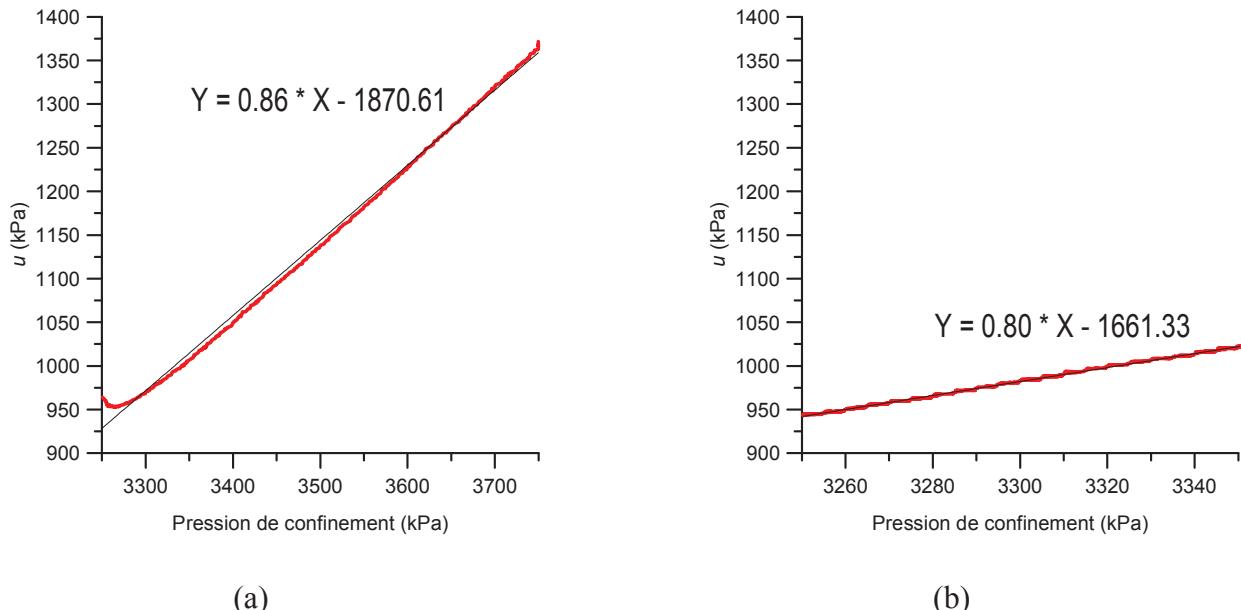


Figure 3-24 : Surpression mesurée par le capteur en bas de l'échantillon pendant un essai de compression isotrope a) vitesse de chargement  $0,5 \text{ kPa/min}$  b) Vitesse de chargement  $1 \text{ kPa/min}$

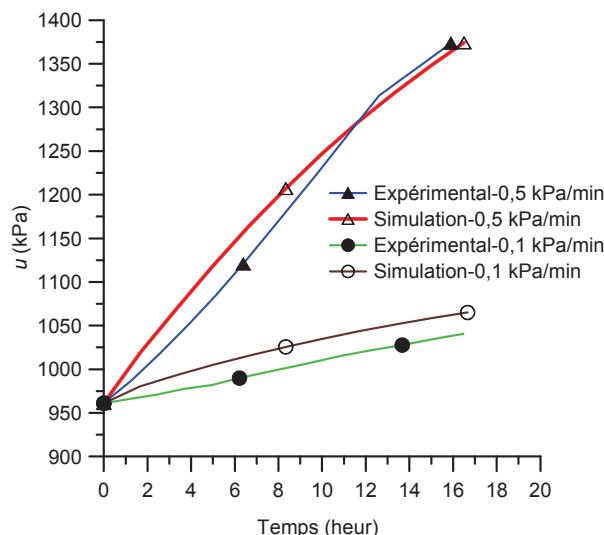


Figure 3-25 : Surpression interstitielle engendrée durant l'essai de compression isotrope (les résultats expérimentaux et les simulations numériques)

### 3.3.3.4 Comparaison des trois méthodes d'estimation de la perméabilité

Trois méthodes différentes ont été examinées pour estimer la perméabilité sur l'argile de Boom. La première méthode est une mesure en régime permanent. Cette méthode est simple à réaliser expérimentalement et la perméabilité de l'échantillon peut être calculée directement. Cependant le temps d'essai est relativement long. De plus, on observe qu'une fois la phase stationnaire atteinte, les débits entrant et sortant de l'échantillon ne sont pas égaux. Ce phénomène a été observé dans les études précédentes sur l'argile de Boom [Coll 2005] et il a été attribué par le fait que la déformation volumique de l'échantillon due au gonflement, pendant cet essai perturbe les mesures de volume d'eau entrant et sortant. Ce gonflement peut accroître le volume d'eau entrant dans l'échantillon mais diminue le volume d'eau sortant de l'échantillon.

Deux méthodes transitoires ont été testées sur l'argile de Boom l'une sous confinement constant et l'autre avec variation du confinement. L'estimation de la perméabilité dans les deux cas est basée sur une analyse inverse des résultats expérimentaux ce qui nécessite le développement d'une méthode de résolution numérique de l'équation de diffusion. Ces méthodes donnent accès à une estimation de la perméabilité dans les directions axiales et radiales ainsi qu'au coefficient d'emmagasinement en faisant un seul essai. La première méthode proposée comporte deux phases, une phase de chargement isotrope et ensuite une phase de dissipation de la pression alors que la seconde méthode comporte seulement une phase de chargement isotrope. Cependant la première méthode (Ghabezloo *et al.* 2008) est plus simple à contrôler expérimentalement. C'est pourquoi cette méthode a été retenue par la suite pour estimer la perméabilité des échantillons d'argile de Boom et d'argile à Opalinus (Chapitre 4).

### 3.3.4 Essai de faisabilité pour le cisaillement d'un échantillon à contrainte moyenne totale constante

Les essais triaxiaux en laboratoire sont classiquement réalisés en augmentant la contrainte axiale tout en maintenant la pression de confinement constante. Il est intéressant d'explorer la réponse d'un échantillon en suivant un chemin de contrainte plus proche de celui suivi par un élément de volume à la paroi d'une galerie souterraine lors du processus de creusement. Dans le cas d'un milieu élastique et isotrope pour lequel l'état initial de contraintes avant creusement est isotrope (dans le cas du site de Mol,  $K_0 \approx 0.9$ , François *et al.*, 2009), la contrainte totale moyenne reste constante. C'est pourquoi, nous avons cherché dans cette

étude à réaliser dans notre dispositif triaxial pour cylindre creux des essais de compression à contrainte moyenne constante. Pour cela il est nécessaire de diminuer la pression de confinement lors d'augmentation la contrainte axiale. Le rapport entre le changement de la pression de confinement  $\sigma_c$  et le changement de la contrainte déviatorique  $q$  est donné par :

$$\Delta\sigma_c = -\frac{1}{3}\Delta q \quad (3.6)$$

Cette condition est intégrée dans le programme de contrôle du dispositif expérimental qui est écrit sous LABVIEW.

Un test de faisabilité a été réalisé sur l'échantillon TB0. La contrainte de confinement appliquée sur l'échantillon est 3250 kPa et la pression interstitielle de l'échantillon est environ 1000 kPa. Il faut noter que cet échantillon est dans l'état surconsolidé ( $OCR=4$ ) car il a subi une contrainte effective maximum de 9000 kPa pendant l'essai de compression isotrope drainé. La vitesse de chargement axiale est de  $10 \mu\text{m}/\text{min}$  et la condition non drainée (fermeture de tous les robinets de drainages autour de l'échantillon) est appliquée pour cet essai. Comme il est montré sur la Figure 3-26, à cause d'un problème du programme de contrôle de l'essai, on n'a pas réussi à garder constante la contrainte moyenne totale au début de l'essai et sa valeur a augmenté de 3250 kPa à 3750 kPa. Après avoir réglé ce problème, la valeur de contrainte moyenne totale chute à 3250 kPa et reste ensuite constante jusqu'à la fin de l'essai. L'évolution de la contrainte déviatorique par rapport à la déformation axiale externe est présentée sur la Figure 3-26a et l'évolution de la pression interstitielle est présentée sur la Figure 3-26b. Sur cette figure on constate que pendant la première partie d'essai (avant de contrôler la contrainte moyenne totale) une augmentation de 289 kPa de la contrainte moyenne provoque une surpression de 463 kPa, ce qui engendre une première compaction irréversible de l'échantillon. Lorsque la condition de contrainte moyenne totale constante est stabilisée, la contrainte totale moyenne a chuté de 289 kPa ce qui est accompagné d'une chute de pression interstitielle de 237 kPa. Ce changement de pression correspond à un coefficient de Skempton de 0,82. La contrainte déviatorique maximale est autour de 1460 kPa, ce qui est correspond à un angle de frottement de  $18^\circ$ . Cet angle est un peu faible par rapport à celui présenté par Bernier et al. (2007). Une photographie de l'échantillon après cisaillement est montrée sur la Figure 3-27. Sur cette image, on constate que: i) le plan de litage de l'échantillon fait un angle de  $33^\circ$  avec l'axe de l'échantillon. ii) le plan de rupture fait un angle de  $39^\circ$  avec l'axe de l'échantillon et traverse le plan de litage,

iii) deux plans de rupture parallèles ont été formés sur l'échantillon. Le fait que l'angle de rupture de l'échantillon est inférieur à  $45^\circ$  pendant cet essai non drainé peut être expliqué par l'effet du plan de litage de l'échantillon sur le comportement déviatorique de l'échantillon. L'existence de plusieurs plans de rupture peut être attribuée à la déformation axiale importante de 27% de l'échantillon.

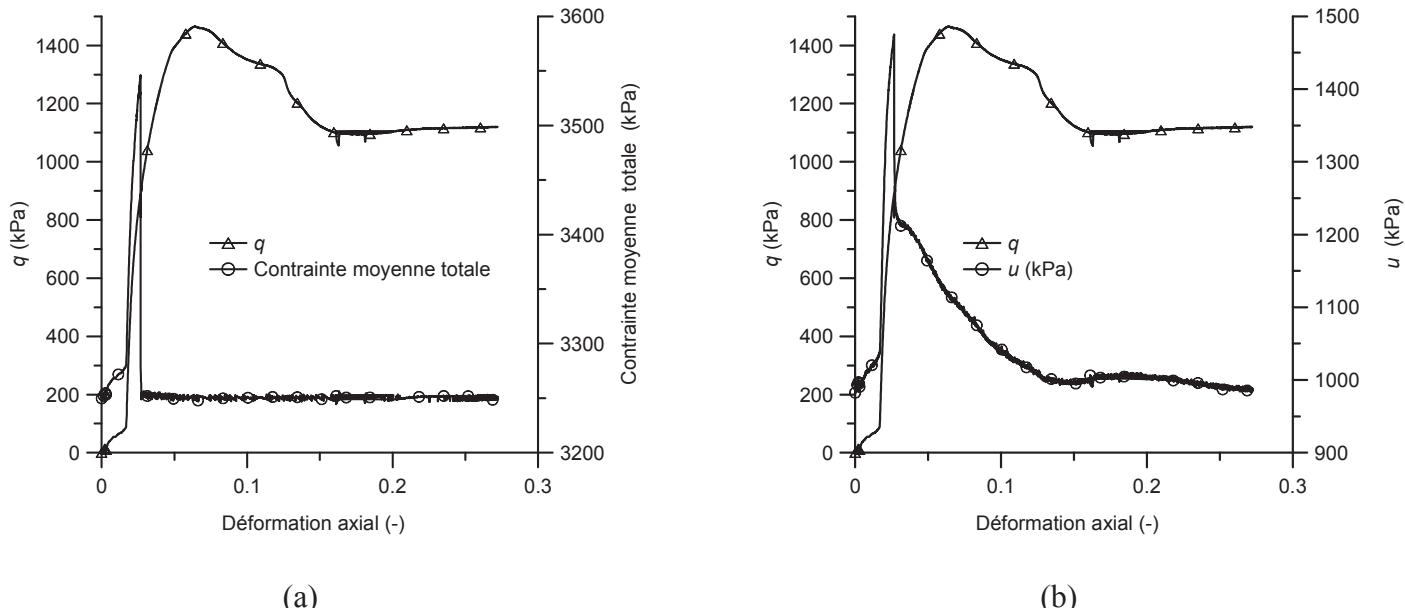


Figure 3-26 : Essai déviateur à contrainte moyenne totale constante a) Contrôle de contrainte moyenne totale b) Evolution de la pression interstitielle



Figure 3-27 : Echantillon cisaillé de l'argile de Boom, TB0

### 3.3.5 On the THM behaviour of a sheared Boom clay sample : application to the behaviour and sealing properties of the EDZ

Dans cette partie on présente les résultats des essais réalisés sur l'échantillon TB1 et TB2 sous la forme d'un article soumis à la revue internationale de 'Engineering Geology'.

## On the THM behaviour of a sheared Boom clay sample: application to the behaviour and sealing properties of the EDZ

M. Monfared, J. Sulem<sup>1</sup>, P. Delage, M. Mohajerani

Université Paris-Est, École des Ponts Paris Tech, UR Navier-CERMES  
6-8 av. Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée cedex 2, France

### Abstract

In this study the effect of the temperature increase on the hydro-mechanical properties of sheared Boom clay samples is investigated. Two samples of Boom clay are resaturated in a new hollow cylinder triaxial cell with a short drainage path and then sheared by performing an axisymmetric triaxial loading. The effect of the undrained heating under deviatoric stress is studied on the first sample. It is shown that undrained temperature increase leads to an increase of pore water pressure and consequently to a decrease of the effective mean stress which brings the sample to failure. For an initially sheared sample, the failure occurs along the existing shear band which behaves as a weakness plane in the sample. The responses of the local strain measurement transducers clearly show the sliding of a rigid blocks when failure occurs in the sample.

The effect of the presence of a shear band on the permeability of the other Boom clay sample is investigated at ambient temperature and at 80°C. It is shown that the presence of a shear band does not affect significantly the permeability. These results confirm the good self sealing properties of Boom clay at ambient and at high temperature.

Key words: Thermo mechanical failure, undrained heating, shear band, Permeability, Boom clay

---

<sup>1</sup> Corresponding author : Jean Sulem  
CERMES - UR Navier, Ecole des Ponts Paris Tech  
6-8 Av. Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs sur Marne, 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2 France  
Fax : +33 1 64 15 35 62 Phone : +33 1 64 15 35 45 ; Email: Jean.Sulem@enpc.fr

## 1 Introduction

The preferred, and internationally recommended, option for the long term management of long lived and/or high level radioactive wastes consists in their disposal in deep geological repositories. Such option is based on a multi-barrier concept consisting of natural and engineered barriers. The very low permeability of natural barriers is essential to ensure long term storage safety. In this regard, storage in low permeability argillite with favourable self sealing properties (Bastiens *et al.* 2007) appears to be an appropriate option. Deep geologic disposal has been studied for several decades through laboratory tests, exploratory boreholes, and the construction and operation of underground research laboratories where large-scale in-situ tests are being conducted. Underground laboratories allow, by performing appropriate in-situ tests, the observation of the clay response in complex situations that mimic some of the thermo-hydro-mechanical (THM) conditions likely to be encountered in a deep geological repository.

The most important disturbance of the geological medium occurs in the close field during the excavation of the underground openings in a zone called the Excavation Damaged Zone (EDZ). Due to the stress redistribution during excavation and subsequent rock convergence, an EDZ fracture network consisting of unloading joints and shear fractures is expected to develop.

High-level radioactive waste is heat-emitting and the temperature can increase up to 100°C in the gallery. This temperature increase induces a pore pressure excess in the formation because the thermal expansion coefficient of the pore fluid is much bigger than that of the solid phase (Ghabezloo and Sulem, 2009). This increase in pore pressure decreases the effective mean stress in the EDZ and increases the risk of propagation of existing cracks and the formation of new cracks. This phenomenon can increase the density of the cracks around the gallery and consequently affect the tightness of the storage. Therefore the interaction between thermal phenomena and hydraulic and mechanical behaviour must be studied.

When temperature is increased in drained conditions, a normally consolidated clayey soil exhibits an irreversible contraction (e.g. Baldi *et al.* 1988, Laloui, 2001, Sultan *et al.* 2002, Cekerevac and Laloui, 2004, Sulem *et al.* 2004). This thermal contraction is related to some changes in the physicochemical clay-water interactions with an increase in temperature promoting eventually a breakdown of the adsorbed water. Possible collapse of clay under thermal loading may enhance pore pressure increase in undrained conditions (Campanella and Mitchell 1968; Abuel-Naga *et al.* 2007). Hueckel and Pellegrini 1991 have shown that the

thermal pressurisation of pore water by undrained heating of a clay sample under constant deviatoric stress can lead to failure. They observed a decrease in effective stress due to the increase in the pore pressure followed by failure once the stress path reached the critical state line. This failure was accompanied by large axial deformation of the samples. Vardoulakis (2002) and Sulem *et al.* (2007) have demonstrated the importance of thermally collapsible and thermally softening clay on the overall dynamic thermo-poro-mechanical behaviour of clay-rich layers in landslides and in clay-rich gouges during seismic slip. Pore fluid pressurization inside the slip zones lead to substantial reduction of the apparent friction, resulting in an increase of the slip rate.

In the context of nuclear waste disposal in deep clay geological formations, it is necessary to investigate the effect of temperature increase on the clay formation and on the EDZ in the near field; It is important to provide some input about the possible changes in transport properties in the near field so as to properly assess the tightness and the safety of the storage. This paper present some results obtained in this context within the TIMODAZ European research project devoted to the “Thermal Impact on the Damaged Zone around a radioactive waste disposal in clay host rocks”. In the first part of this paper, the effect of the thermal pressurisation of pore water in a clay sample which has been previously sheared is experimentally investigated to assess the possibility of reactivating previously formed shear band during undrained heating. In the second part of the paper, the effect of the shear band on permeability change at ambient temperature (25°C) and at a temperature of 80°C is investigated. The experimental program is performed in a new hollow cylinder triaxial cell with a short drainage path specifically developed within the framework of the TIMODAZ European research project (Monfared *et al.* 2011).

## 2 Thermo-Poro-Elastic background

In the following, the theoretical thermo-poro-elastic framework used to analyse the experimental data is briefly recalled. The basic principles have been presented by various authors (e.g. Coussy 2004; Mc Tigue 1986; Rice 2006; Ghabezloo and Sulem 2009). The equations are written for a porous material which is not necessarily homogeneous and isotropic at the micro-scale (Ghabezloo and Sulem 2009). Escoffier (2002) successfully used this type of formulation to describe the hydro-mechanical behaviour of a low porosity (~15%) argillite (Callovo Oxfordian argilite). Thus for the material in this study, Boom clay, which has a higher porosity (~39%) this formulation should be valid. However, to explain

the thermo-mechanical response of clayey material, the presence of adsorbed water should take into account. Baldi *et al.* 1988 showed that the properties of this type of water can vary largely from that of free water. Considering the sedimentary nature of Boom clay, some macroscopic anisotropy in mechanical properties is reported in the literature (François *et al.* 2009) which will be neglected here. In this study the compression is noted positive and the dilation negative, as conventionally adopted in soil mechanics ( $\varepsilon = -\frac{dV}{V}$ ).

To describe the sample volume change ( $dV$ ) and the pore volume change ( $dV_\phi$ ), the Terzaghi effective stress ( $p' = p - u$ ), the pore pressure ( $u$ ) and temperature ( $T$ ) are chosen as independent variables:

$$\frac{dV}{V} = -c_d dp' - c_s du + \alpha_d dT \quad (1)$$

$$\frac{dV_\phi}{V_\phi} = -\frac{c_d - c_s}{\phi} dp' - c_\phi du + \alpha_\phi dT \quad (2)$$

where  $\phi = \frac{V_\phi}{V}$  is the Eulerian porosity and  $c_d$ ,  $c_s$  and  $c_\phi$  are the drained, the solid phase and the pore volume compressibility respectively, which are defined as follows:

$$c_d = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial p'} \right)_{u,T} , \quad c_s = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial u} \right)_{p',T} , \quad c_\phi = -\frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial u} \right)_{p',T} \quad (3)$$

$\alpha_d$  and  $\alpha_\phi$  are the drained and the pore volume thermal expansion coefficient respectively:

$$\alpha_d = \frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial T} \right)_{u,p'} , \quad \alpha_\phi = \frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial T} \right)_{u,p'} \quad (4)$$

In the absence of the experimental data, the pore volume compressibility ( $c_\phi$ ) and the pore volume thermal expansion ( $\alpha_\phi$ ) are assumed to be equal to solid phase compressibility ( $c_s$ ) (Detournay and Cheng 1993) and solid phase thermal expansion ( $\alpha_s$ ) (Campanella and Mitchell 1968) respectively.

For a saturated material the water mass inside the sample can be expressed by:

$$M_w = \phi \rho_w V \quad (5)$$

where  $\rho_w$  is the water density.

Derivation of Eq. (5) gives:

$$dM_w = \phi \rho_w V \left( \frac{d\phi}{\phi} + \frac{d\rho_w}{\rho_w} + \frac{dV}{V} \right) \quad (6)$$

From the definition of the porosity one can write:

$$\frac{d\phi}{\phi} = \frac{dV_\phi}{V_\phi} - \frac{dV}{V} \quad (7)$$

The change in water density is written as:

$$\frac{d\rho_w}{\rho_w} = c_w du - \alpha_w dT \quad (8)$$

where  $c_w$  and  $\alpha_w$  are the water compressibility and water thermal expansion coefficient respectively.

Introducing Eq.(8) and (7) into Eq. (6) and using the definition of Terzaghi's effective stress ( $p' = p - u$ ), the following equation for water mass change is obtained:

$$dM_w = \phi \rho_w V \left( -\frac{c_d - c_s}{\phi} dp + \frac{S}{\phi} du - (\alpha_w - \alpha_s) dT \right) \quad (9)$$

where  $S$  is the storage coefficient:

$$S = c_d - c_s + \phi(c_w - c_s) \quad (10)$$

## 2.1 Undrained test

During an undrained isotropic compression test, the mass of pore water is kept constant ( $dM_w = 0$ ) and the induced pore pressure change is obtained from Eq. (9):

$$du = Bdp + \Lambda dT \quad (11)$$

where  $B = \frac{c_d - c_s}{S}$  is the Skempton coefficient and  $\Lambda = \frac{\phi(\alpha_w - \alpha_s)}{S}$  is the thermal pressurisation coefficient.

The corresponding volumetric deformation of the sample is:

$$\frac{dV}{V} = -c_u dp + \alpha_u dT \quad (12)$$

where the undrained compressibility  $c_u$  is given by:

$$c_u = c_d - B(c_d - c_s) \quad (13)$$

and the undrained thermal expansion coefficient  $\alpha_u$  is defined by:

$$\alpha_u = \alpha_d + \Lambda(c_d - c_s) \quad (14)$$

## 2.2 Pore fluid diffusion

When the change of the pore water mass is not equal to zero ( $dM_w \neq 0$ ), fluid mass conservation equation writes:

$$\frac{1}{V} \frac{dM_w}{dt} + \operatorname{div} q = 0 \quad (15)$$

where  $q$  is the water mass flux per unit surface area which can be expressed using Darcy's law:

$$q = -\frac{k \rho_w}{\mu_w} \operatorname{grad}(u) \quad (16)$$

where  $k$  is the intrinsic permeability of the material and  $\mu_w$  is the dynamic viscosity of water.

If the total stress and the temperature are kept constant ( $dp = 0$  and  $dT = 0$ ), the pore pressure change in time can be obtained by inserting Eq. (16) and (15) into Eq.(9):

$$\frac{du}{dt} = \frac{1}{\mu_w S} \nabla^2(ku) \quad (17)$$

In axisymmetric condition (corresponding to the cylindrical geometry of the sample) and considering the possible anisotropy of the permeability in axial and radial directions, Eq. (17) can be rewritten as:

$$\frac{du}{dt} = \frac{1}{\mu_w S} \left( k_r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + k_r \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (18)$$

where  $k_r$  and  $k_z$  are the radial and axial permeabilities, respectively.

### 3 Testing program

#### 3.1 Experimental setting

Tests were performed in a new hollow cylinder triaxial cell with short drainage path specially designed to study the Thermo-Hydro-Mechanical behaviour of low permeability materials (Fig. 1a), the details of which are presented in Monfared *et al.* (2010). Hollow cylinder samples have an internal diameter  $\varphi_{int} = 60\text{ mm}$ , an external diameter  $\varphi_{ext} = 100\text{ mm}$  and a height  $H = 70 - 80\text{ mm}$ . Standard triaxial stress conditions are performed by applying the same confining pressure in both inner and outer cylindrical faces of the sample. As shown in Fig. 1b, a major advantage of this device is the presence of two lateral fluid connections at the internal and external walls of the hollow cylinder sample. The drainage is insured through geotextile bands with a height between  $H/2$  and  $H/3$  placed in the middle height of the sample. The drainage path is thus reduced to half the thickness of the sample (10 mm). Monfared *et al.* (2010) showed that, thanks to this short drainage path, the time needed to resaturate an initially unsaturated argillite sample was reduced by a factor seven compared to standard full cylinder triaxial samples with drainage at top and bottom ends. The short drainage path also permits to achieve more easily the drained condition (i.e. negligible induced excess pore pressure in the sample) during mechanical and thermal loading. Another interesting feature of the device is the possibility to perform radial permeability tests and to capture the effect of the formation of an inclined shear band that could be a preferential hydraulic path for radial flow.

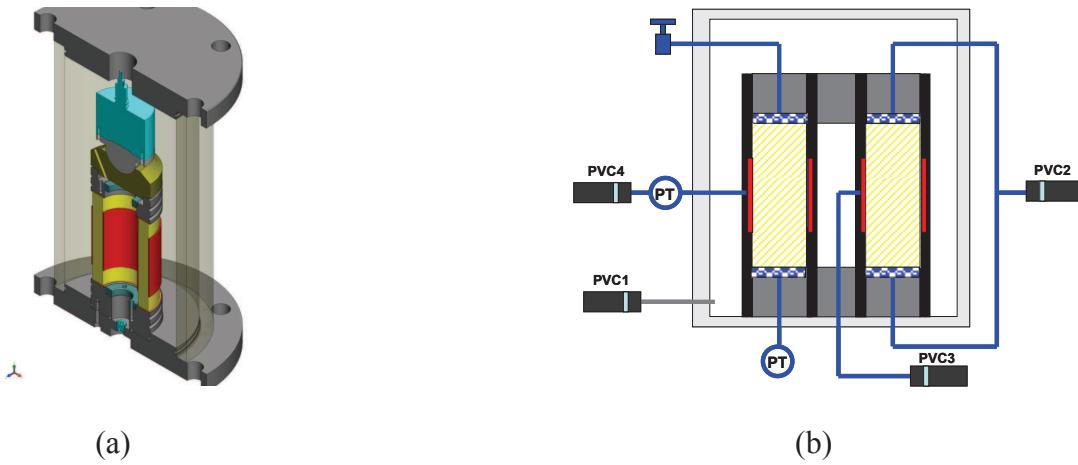


Fig. 1 : Hollow cylinder triaxial cell b) General setting of the hydraulic connections

This cell is equipped with a local strain measurement system composed of two axial and four radial LVDT transducers. Fig. 1b shows a schematic view of the hydraulic connections between the sample, the pressure-volume controllers (PVC) and the pressure transducers (PT). The system includes a high pressure (10 MPa) pressure-volume controller (PVC1) to apply the confining pressure in the inner and outer cell volumes. Three PVCs are used to apply and control the pore fluid pressure: PVC2 is connected to the upper and lower ends of the sample, PVC3 to the inner boundary and PVC4 to the outer boundary. The cell is also equipped with a heating system which consists in a heating belt around the cell and with a temperature regulator controlling the temperature of the cell fluid with a precision of  $\pm 0.1^\circ\text{C}$  (temperature is measured inside the cell close to the sample by a thermocouple). The cell is covered by an insulating layer in order to limit heat exchange.

### 3.2 Material and sample preparation

The tests have been carried out on Boom clay, a plastic clay that has been extracted from the Praclay gallery in the Mol underground research laboratory operated by SCK-CEN in Belgium (Bernier *et al.* 2007). The total porosity of Boom clay is around 39% (Bernier *et al.* 2007; Coll 2005). The clay fraction (%  $< 2 \mu\text{m}$ ) is about 55% and mainly composed of illite (50%) and smectite (30%), explaining the swelling properties of Boom clay. The non-clay fraction is mainly composed of quartz (around 25%), feldspar (around 10%) and calcite (around 10%) (Coll 2005).

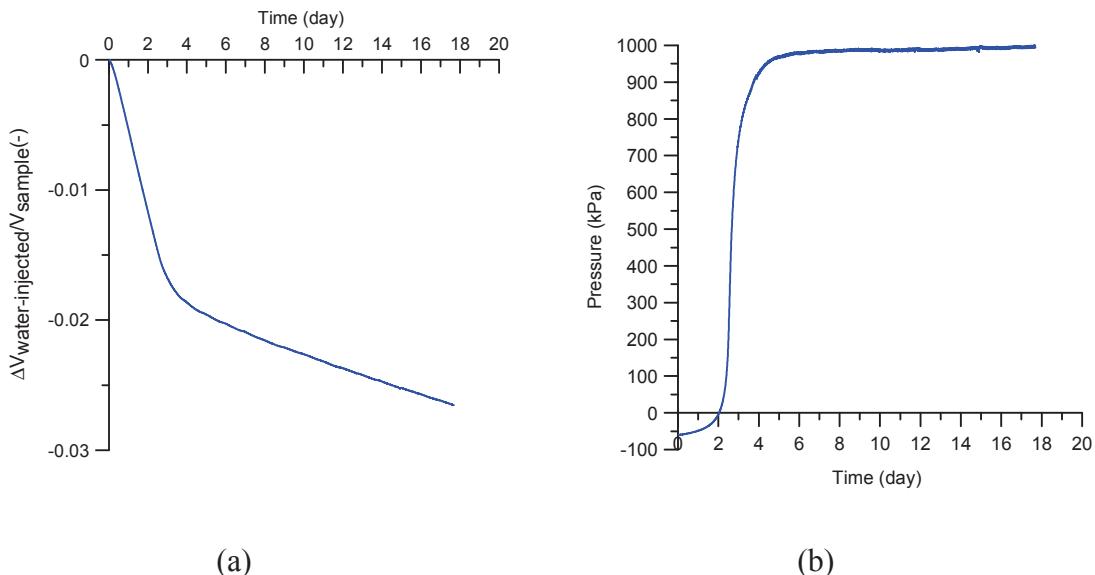
The hollow cylinder sample was trimmed with the axis parallel to bedding. To do so, a cylinder of the required height was first manually cut from a clay core of the same diameter by using a hand saw. This manual procedure was chosen in order to limit crack formation and propagation. The internal cylinder was then cored by a 60 mm diameter wood drill. During the sample preparation, the external diameter of the sample was covered by a neoprene membrane layer to avoid evaporation and keep constant the sample water content.

### 3.3 Sample saturation

The water content of the fully saturated Boom clay is between 25-30% (Delage *et al.* 2007) but the initial water content of the bouth samples (TB1 and TB2) are 21% and 21.6% respectively, showing that some drying occurred during the processes of in-situ coring, transportation, storage and finally sample trimming. Sample resaturation has been done as proposed by Delage *et al.* 2007 by (i) applying the confining pressure up to in-situ effective

stress while keeping the sample in contact with dry porous disks, ii) increasing simultaneously both the confining and back pressure to achieve the in-situ effective stress state, iii) waiting for the stabilization of water exchanges between the pressure-volume controller and the sample. This resaturation procedure minimizes the damage induced by the swelling of the sample.

The in-situ stress of Boom clay at the level of the underground laboratory of Mol (223 m) is approximately isotropic ( $K_0 \approx 0.9$ ) equal to 4500kPa and the pore pressure is equal to 2250kPa which gives an effective stress of 2250kPa (Bernier *et al.* 2007). To apply the same mean effective stress as in-situ, a confining pressure of 3250kPa and a back pressure of 1000kPa are applied on the samples following the above procedure. During the resaturation procedure of sample TB1, the back pressure is only applied at the top and at the inner wall of the hollow cylinder sample whereas the pore pressure change is monitored at the bottom and at the external wall by two pressure transducers as depicted in Fig. 1b. The water exchange between this sample and the PVCs during the resaturation process is presented in Fig. 2a. The response is typical of Boom clay and similar to previous observations by Coll (2005) and Le (2008), with a steeper slope during the first four days followed by a gentler slope.



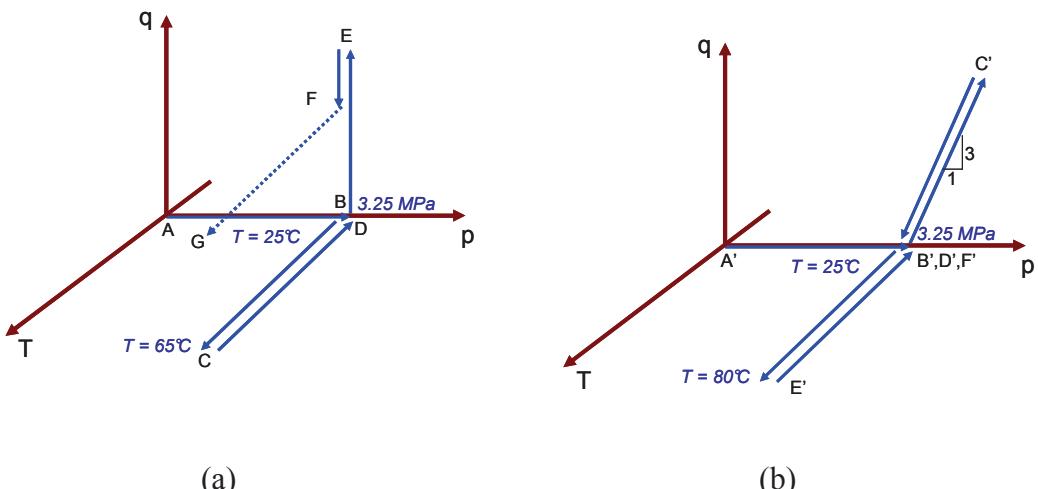
*Fig. 2 : Resaturation of Boom clay sample a) Volume of entering water b) Pore pressure change during the resaturation phase*

Monfared *et al.* 2010 performed a numerical analysis of the resaturation process and showed that the first part of the resaturation curve with a higher slope corresponds to the change in pore pressure from a negative value (suction) to a positive one equal to the pressure applied at the sample boundaries. The pore pressure change measured by the pressure transducer at the bottom of the sample, Fig. 2b, (due to an experimental problem, the

transducer connected to the external wall did not respond correctly) indeed shows that, pore pressure is negative at the beginning of the resaturation process because of the previous application of void in the connecting lines to ensure the dry hydraulic connections. The pore pressure becomes positive after about 2 days and finally reaches the value applied at the sample boundaries after 4 days. This 4 days period fairly well compares with the time corresponding to the change of the slope of the injected water volume (Fig. 2a) as shown by Monfared *et al.* 2010. Once the pressure reached the value of the applied pressure at the boundaries, the sample is considered as saturated. The sample TB2 was also resaturated with the same procedure as explained above.

### 3.4 Experimental program

Two different loading paths have been performed on sample TB1 and TB2. Tests on sample TB1 were carried out along a specific path defined to investigate the possibility of reactivating a shear band by the thermal pressurisation of pore water, as shown in Fig. 3a. After sample resaturation (point B), a reference thermal test was performed to investigate the drained and undrained thermal responses of the sample. To do so, an undrained heating phase from 25°C to 65°C (B-C) followed by a drained cooling phase from 65°C to 25°C (C-D) was carried out. The sample was afterwards sheared at 25°C in undrained condition while the total mean stress was kept constant, a stress path similar to that followed by an isotropic elastic material during a gallery excavation (D-E). At point E, the axial deformation was kept constant by blocking the movement of the piston and some stress relaxation is observed (Point F). Finally the sheared sample was heated in undrained condition (F-G; the horizontal dotted line representing this phase is only given as an indication and does not correspond to the sample response).



*Fig. 3 : Schematic view of the loading paths followed for a) Sample TB1 b) Sample TB2*

The effect of a shear band formation on the transport properties of Boom clay at ambient temperature and at 80°C was investigated on sample TB2 by following the loading path shown in Fig. 3b. After the resaturation phase (Point B'), a standard drained shearing test at constant confining pressure was performed (B'-C'). The shear stress was then released (C'-D') to back to the isotropic condition and a heating-cooling cycle up to 80°C is performed (D'-E'-F'). Permeability measurements are performed at points B' (before shearing the sample), D' (after shearing the sample), E' (after heating the previously sheared sample up to 80°C) and F' (after cooling the previously sheared sample down to 25°C).

## 4 Thermal failure on sample TB1

### 4.1 Heating-cooling test under constant isotropic stress condition (B-C-D)

Once saturated under the in-situ mean effective stress (2.25 MPa), the sample is submitted to a heating-cooling cycle, with undrained heating (B-C, Fig 2a) and drained cooling (C-D). To perform the undrained heating phase, all drainage valves are closed and temperature is increased at a rate of 1°C/hr from 25°C to 65°C. The pore pressure change monitored by the pressure transducer at the bottom of the sample is presented in Fig. 4 and compared with the results of a similar undrained heating test performed in a standard triaxial cell under the same mean effective stress by Horseman *et al.* (1987). Interestingly, the results of both tests are fairly comparable. The measured thermal pressurisation coefficient of Boom clay (Eq. (11)), estimated from the slope of the curve presented in Fig. 4 is equal to 33kPa/°C.

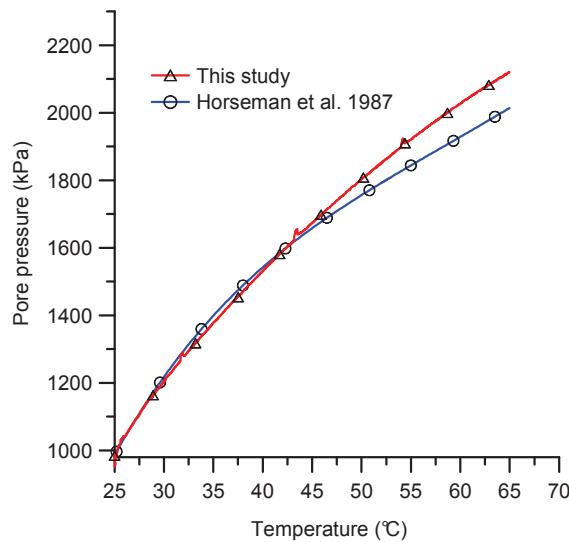
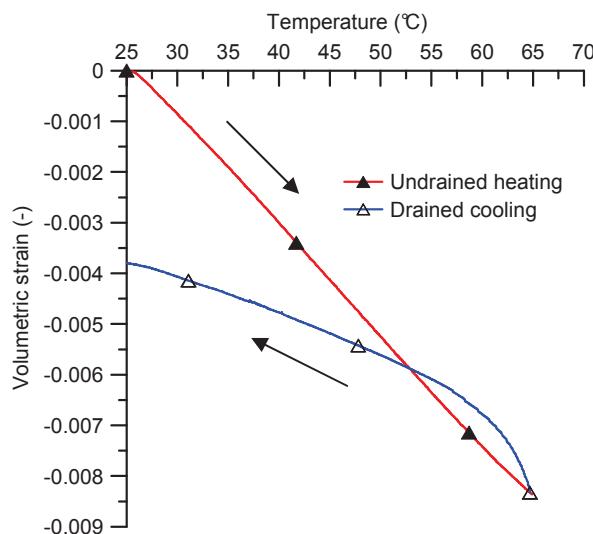
*Fig. 4 : Induced pore pressure in the sample TB1 during reference undrained heating test*

Fig. 5 presents the volume change of the sample obtained from the local LVDT transducers. The slope of the curve gives the undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u$ , Eq. (12)) that is found equal to  $3.47 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ .

The sample is then connected to the drainage system which applied 1 MPa at four sample boundaries in order to dissipate the excess pore pressure. Then the sample is cooled down to  $25^\circ\text{C}$  in drained condition (C-D) at a rate of  $1^\circ\text{C}/\text{hr}$  with the four drainages kept open (top, bottom and lateral drainages). The volumetric response during cooling is presented in Fig. 5. Neglecting the small nonlinear response of the sample at the beginning of the cooling phase (0.2% volumetric strain probably due to the adaptation of the LVDTs to the changes in sign of the volumetric strain), the drained thermal expansion coefficient ( $\alpha_d$ ) can be estimated equal to  $1.26 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$  between  $25^\circ\text{C}$  and  $55^\circ\text{C}$ , a value fairly compatible with that given by Sultan *et al.* 2002 ( $1 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ ).



*Fig. 5 : Volumetric deformation of the sample TB1 during reference undrained heating and drained cooling*

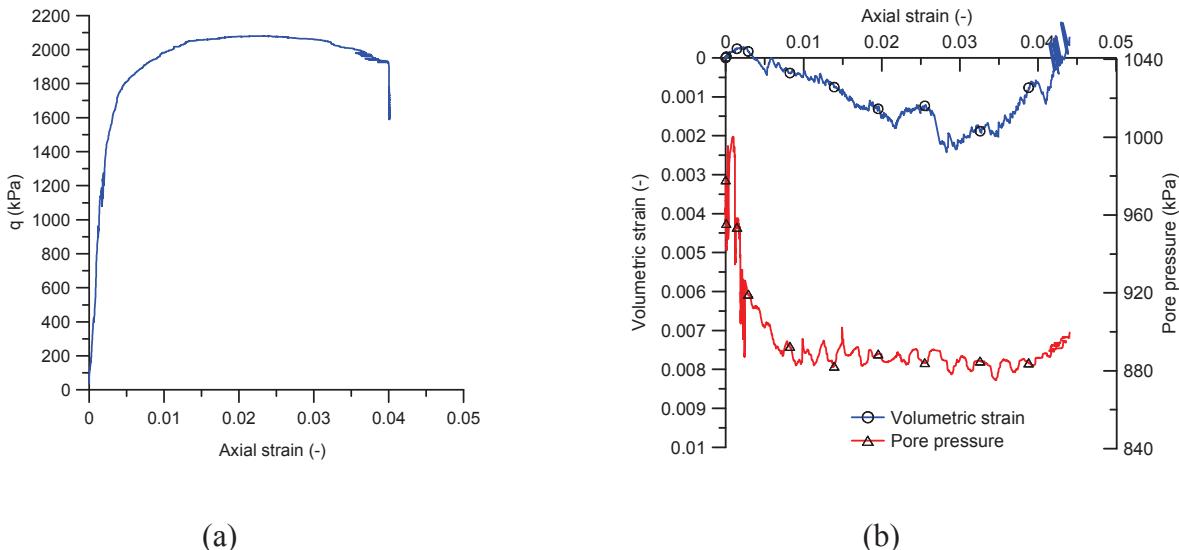
#### 4.2 Shearing under constant total mean stress (D-E)

Once the thermal cycle applied, the sample is loaded axially in undrained condition while maintaining a constant total mean stress by controlling the confining pressure change ( $\Delta\sigma_c$ )

so as to respect the relation  $\Delta\sigma_c = -\frac{\Delta q}{3}$  (where  $q = \sigma_{axial} - \sigma_c$  is the deviatoric stress). The

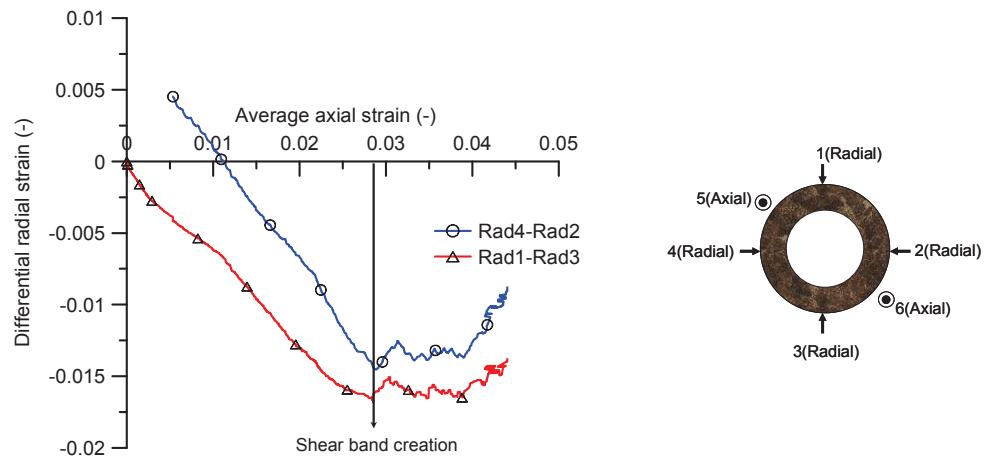
test is performed at a constant axial displacement rate of  $4.7 \mu\text{m}/\text{min}$ . The  $(q, \varepsilon_{axial})$  stress strain curve presented in Fig. 6a exhibits a maximum shear stress  $q = 2080 \text{ kPa}$  corresponding to a mobilized friction angle of  $22.2^\circ$  which is an acceptable value for Boom

clay (François *et al.* 2009). Fig. 6b shows that the volumetric deformation of the sample remains very small, less than 0.25% (note that no volume change should occur under a constant mean total stress in an isotropic elastic material). The small volume change observed here thus corresponds to a plastic volumetric strain and/or the anisotropy of Boom clay. Accordingly, the pore pressure does not significantly change either (less than 50kPa, Fig. 6b).



*Fig. 6 : Undrained deviatoric test following a constant total mean stress path a)  $q - \varepsilon_{ax}$  response b) Volumetric response of the sample and pore pressure change*

The onset of shear banding has been detected by comparing the responses of the four radial strain transducers (Sulem and Ouffroukh 2006) presented in Fig. 7 together with their respective positions around the sample.



*Fig. 7 : Shear band formation: analysis of the response of the local strain transducers*

The difference between the measurements of two opposite radial LVDTs, plotted versus the applied average axial strain in Fig 7, remains almost constant prior to diverging quickly once a critical point corresponding to the threshold of loss of homogeneous deformation due

to shear banding is reached (Vardoulakis and Sulem 1995). This point is reached at an average axial strain of 2.8% and corresponds to the maximum stress.

Once the piston is blocked while keeping the valves closed, a relaxation of the axial stress down to 1515 kPa is observed (E-F, Fig. 6a) together with a slight pore pressure build-up (50kPa).

### 4.3 Undrained heating under deviatoric stress (F-G)

After the deviatoric stress relaxation phase, the sheared sample is heated in undrained condition under a constant confining pressure of 2750kPa at a rate of 1°C/h while keeping the piston blocked in the same position (path F-G, Fig. 3a). Even though the piston was blocked some changes in shear stress is observed. Fig. 8 shows that the shear stress  $q$  first decreases from 1515 down to 1468kPa (at a temperature of 25.6°C) to further increases up to a peak (1621kPa) at 29.6°C followed by a decrease to 1257kPa at 65°C. The change in shear stress change is attributed to the deformation of the heated sample and also to the dilation of the loading piston

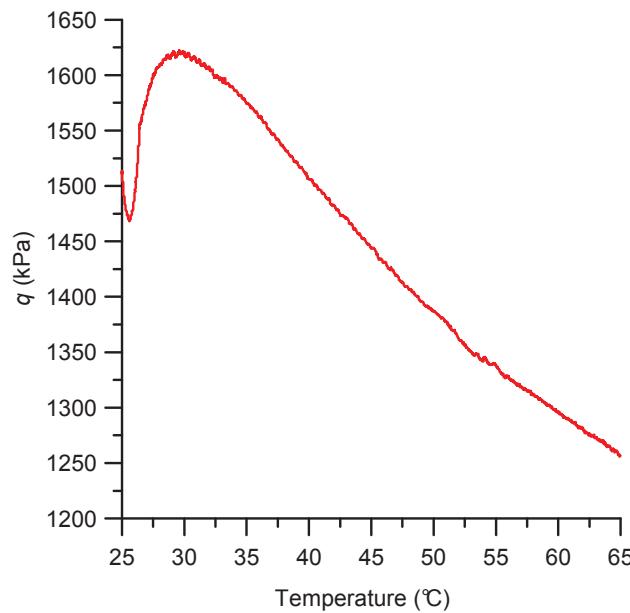


Fig. 8 : Deviatoric stress change during undrained heating

During this undrained heating test, the pore pressure measurement showed an increase in pore pressure of the sheared sample. According to Eq. (11), the total pore pressure change  $\Delta u$  is due to a part related to temperature change ( $\Delta u_T = \Lambda \Delta T$ ) and a part related to the total stress change ( $B \Delta p = B \frac{\Delta q}{3}$ ), giving:

$$\Delta u_T = \Lambda \Delta T = \Delta u - B \frac{\Delta q}{3} \quad (19)$$

The Skempton coefficient ( $B$ ) of saturated Boom clay is around 0.96 (Monfared *et al.* 2009). In Fig. 9 the pore pressure change just induced by temperature increase (subtracting the stress change effect) (Eq. (19)) is presented and it is compared with the reference undrained heating test on intact sample. In this figure, one can observe that the induced pore pressure for the sheared sample is similar to that of the intact sample up to 34°C. The small difference can be explained by the small sample compaction during shearing test, D-E, (See Fig. 6b). Considering the expression of the thermal pressurisation coefficient ( $\Lambda$ ) a decrease in sample compressibility ( $c_d$ ) induces an increase of sample thermal pressurisation coefficient. After 34°C the pore pressure response under shear stress (F-G) exhibits a smaller quasi constant slope compared to the isotropic undrained heating test (B-C).

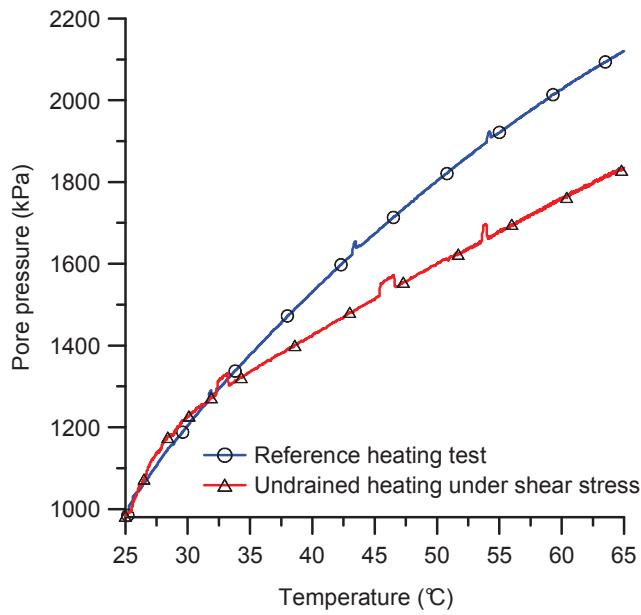
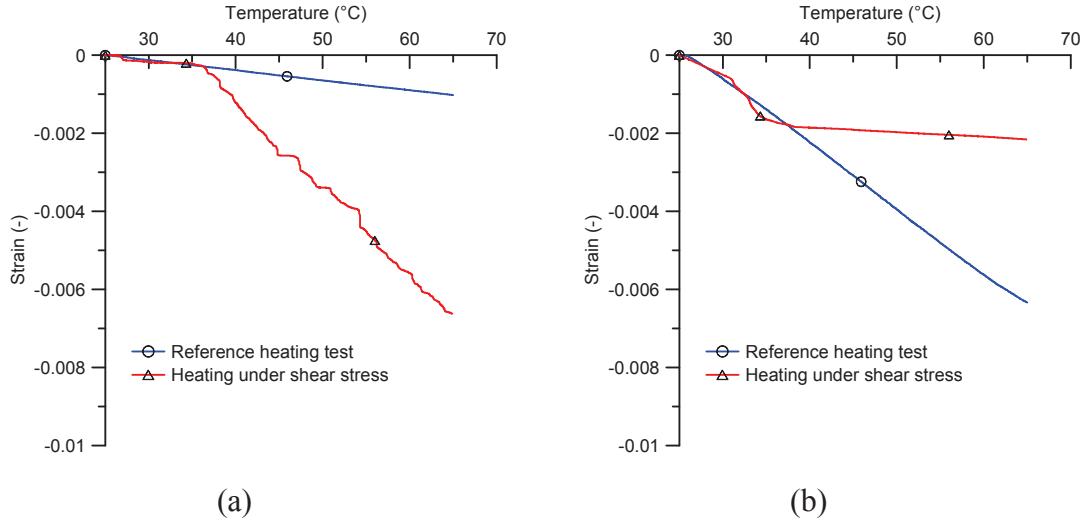


Fig. 9 : Thermally induced pore pressure during undrained heating under deviatoric stress

To understand why the pore pressure increasing rate decreases suddenly at 34°C for the sheared sample, the sample deformation is studied by looking at the response of the local strain measurement transducers. During the F-G heating phase under shear stress, the radial LVDT2 and LVDT4 (respectively placed in opposite diagonal positions, see Fig. 7) clearly show a change in response at 35°C, as shown in Fig. 10a and b respectively. Before 35°C, the responses of both LVDTs are similar to those of the reference test, but the response of

LVDT2 evidences a sudden dilation at 35°C while that of LVDT4 shows a sudden contraction compared to the reference test responses.



*Fig. 10 : Comparison of LVDTs responses between the undrained heating test under shear stress and the reference undrained heating test a) LVDT2 b) LVDT4*

Fig. 11 presents the differential strain captured by these LVDTs (obtained by subtracting the response of each LVDT during the isotropic undrained heating test (B-C) from that during the undrained heating test under shear stress (F-G)). The figure shows no differential strain before 35°C followed by changes above 35°C at comparable strain rates ( $-1.9 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$  from LVDT2 and  $1.5 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$  from LVDT4). The opposite sign show that these LVDTs captured a movement of rigid blocks in the sample, interpreted as the effect of the shear band reactivation and of the relative sliding of the blocks.

Fig. 12a presents a photograph of sample TB1 at the end of the test, in which a clear shear band with an orientation of 40° with respect to the horizontal axis is observed. The sliding velocity of the rigid block can be estimated by projecting the deformation measured by LVDTs after 35°C along the shear band. This velocity is estimated to be equal to  $2.1 \times 10^{-3} \mu\text{m/s}$ , giving a total relative sliding displacement of  $227 \mu\text{m}$  between 35°C and 65°C (duration 30 hours). The order of magnitude of this sliding displacement can be compared to the typical shear band thickness in clays which is between 100 to 300  $\mu\text{m}$  (Vardoulakis and Sulem, 1995). This indicates that the deformation inside the shear band is very large (of the order of 100%)

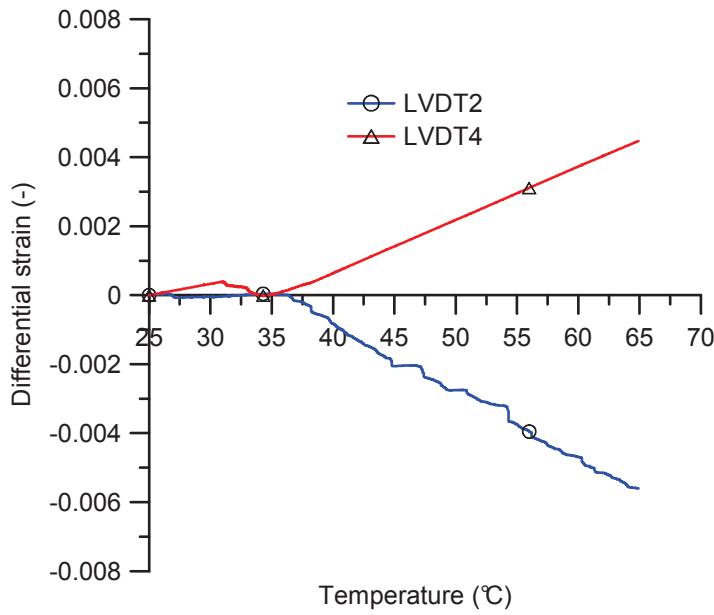


Fig. 11 : Differential strain captured by LVDTs during the undrained heating test under shear stress

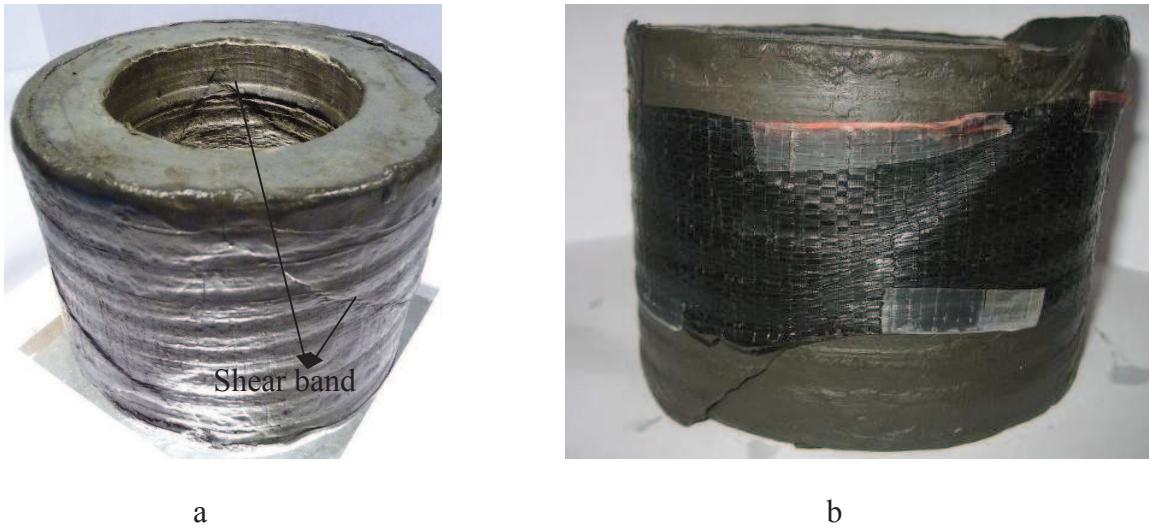


Fig. 12 : Boom clay sample at the end of the tests a) TB1 b) TB2

The sudden change in the increasing rate of the induced pore pressure in the sheared sample (Fig. 9) can be explained by a dilation mechanism inside the shear band due its reactivation.

Note that after the shear band formation, the measured values for the sample pore pressure and deformation are not the intrinsic response of the material but the response of a system composed by the material and the shear band. The stress path in  $q-p'$  plane for the sample TB1 is plotted in Fig. 13 from beginning of the shear test (point D, Fig. 3a). This figure shows that the stress path reaches a critical state line with the slope  $M=q/p'=0.88$  at point E (maximum stress) corresponding the resistance of the intact Boom clay sample, then some

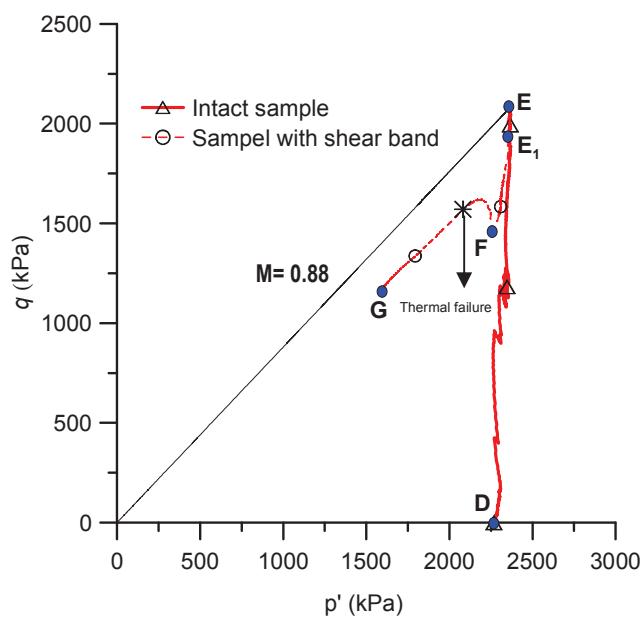
softening occurs ( $E_1$ ). The relaxation of the axial stress induces an elastic unloading ( $E_1-F$ ). During the undrained heating phase ( $F-G$ ) due to the thermal pore fluid pressurisation in the sheared sample, the stress state moves to the left and the reactivation of the shear band starts at  $34^\circ\text{C}$  and after that point a continuous decrease of  $q$  and  $p'$  is observed with a ratio of  $q/p' = 0.75$  (Fig. 8). The point of reactivation of the shear band is lower than the critical state line showing the weaker resistance of the shear band compared to that of the intact material. The friction angle of the shear band can be calculated by using a Mohr-Coulomb criterion and assuming zero cohesion for the shear band.

$$\varphi' = \tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma'_N}\right) \quad (20)$$

where  $\tau$  and  $\sigma'_N$  are the tangential and normal stress components along the shear band equal to

$$\tau = q \sin(\theta) \cos(\theta) \quad \text{and} \quad \sigma'_N = (\sigma_c + q) \cos^2(\theta) + \sigma_c \sin^2(\theta) - u \quad (21)$$

where  $\theta$  is the angle between the shear band and the horizontal axis ( $40^\circ$ ). At the starting point of the shear band reactivation ( $T=34^\circ\text{C}$ ), the confining pressure ( $\sigma_c$ ), deviatoric stress ( $q$ ) and total pore pressure ( $u$ ) are equal to 2750kPa, 1588kPa and 1287kPa respectively. Using Eq.(20) gives a value of  $\varphi'$  equal to  $18.1^\circ$  a value smaller than the friction angle of the intact sample ( $22.6^\circ$  for  $M=0.88$ ).



*Fig. 13 : Stress path in  $q-p'$  plane for sample TB1*

The tests on sample TB1 show clearly the possibility of the reactivation of an existing shear band by thermal pressurisation of pore water. The following important conclusions can be deduced from this test:

- i) Before the reactivation mechanism is taking place (i.e. between 25°C to 34°C) the shear band has no effect on the thermal pressurisation of the material and the pore pressure profile is homogenous in the sample;
- ii) Thermal pressurisation phenomenon under deviatoric stress can lead the material to failure (as observed by Hueckel and Pellegrini 1992);
- iii) For a sheared sample the failure due to the thermal pressurisation occurs along the existing shear band which acts as a weakness plane in the sample (no healing phenomena for Boom clay as shown before by Van Geet *et al.* 2008);
- iv) The thermo-mechanical failure of the Boom clay sample with a shear band occurs before touching the critical state line of ‘intact’ material

## 5 Permeability study on Sample TB2

As described in section 3.4, to estimate the effect of the shear band on transport properties of Boom clay sample, permeability measurements were performed on the sample TB2 before and after triaxial shearing test. The effect of the temperature on the permeability of the sheared sample was investigated through permeability measurements at 25°C and 80°C.

A drained triaxial compression test under a constant effective mean stress (2.25 MPa) was performed on sample TB2 at a constant axial strain rate of 4 $\mu\text{m}/\text{min}$  ( $B'-C'$ ) with all valves opened (top, bottom, inner and outer lateral drainages) as shown in Fig. 1b. As seen in Fig. 14, the maximum deviatoric stress is  $q=2019$  kPa. It corresponds to a maximum mobilized friction angle of 22.8°, a value close to that previously obtained in test TB1 (22.2°). The sample first exhibits a slight contraction followed by a clear dilation after 1.3% of axial deformation. This significant dilatancy is interpreted as the consequence of the formation of a shear band that indeed was observed after taking the sample out of the cell at the end of the tests as shown in Figure 13b. The shear band is oriented with an angle of 50° with respect to the horizontal axis. After releasing the deviatoric stress to zero, the sample is heated in drained condition at a rate of 1°C/hr up to 80°C ( $D'-E'$ ). Finally the sample is cooled down to 25°C ( $E'-F'$ ). Unfortunately after deviatoric test because of large sample displacement, the

local strain transducers could not correctly capture the sample deformation during the consequent heating-cooling cycle.

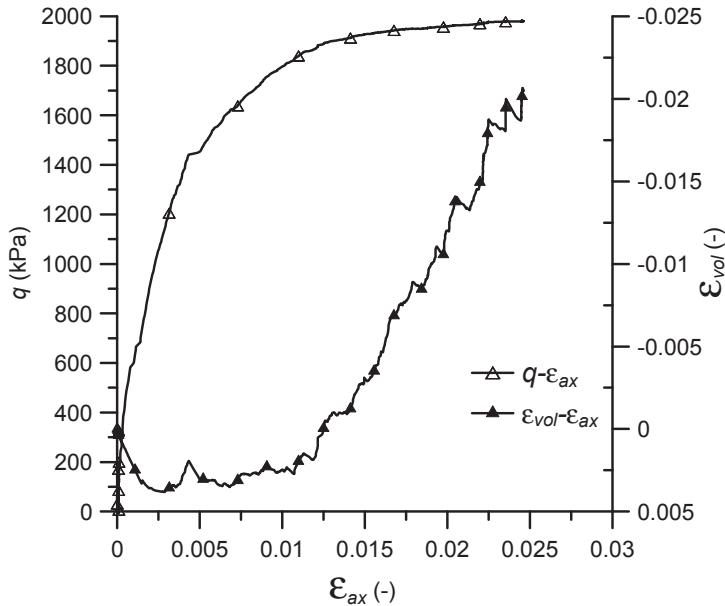


Fig. 14:  $q - \varepsilon_{ax}$  and  $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{ax}$  responses during drained shearing on sample TB2

### 5.1 Permeability measurements

Permeability measurements in steady state condition are known to be difficult in low permeability clayey materials because of (i) the long time needed to achieve the steady state condition, (ii) the difficulty of measuring very small volumes of water, (iii) the discrepancy that is often observed between the entering and exiting fluxes (see for example Coll 2005).

To overcome these problems, a transient method is adopted here. Among the various transient methods presented in the literature (Brace *et al.* 1968; Hart and Wang 2001; Ai *et al.* 2004; Scherer 2006, Ghabezloo *et al.*, 2009) the one proposed by Ghabezloo *et al.* 2009 was used. The method firstly consists in inducing an excess pore pressure in the sample by performing an isotropic undrained compression test. The second stage consists in releasing the excess pore pressure at one side of the sample while monitoring the pore pressure change at the other side. The permeability is evaluated through a back analysis of the experimental results by solving a diffusion problem.

Starting from the in-situ mean effective stress ( $\sigma_3 = 3.25$  MPa and  $u = 1$  MPa), all the permeability tests performed in this study were carried out by increasing the confining pressure from 3.25 MPa to 3.75 MPa in undrained condition, i.e. after closing all the valves connected to the PVCs. The excess pore pressure is then allowed to dissipate by opening the connection of the lateral internal drainage to the PVC imposing the constant 1 MPa pressure

while monitoring the pore pressure dissipation by two pressure transducers at the bottom and at the external wall of the sample (see Fig. 1b). The water expelled from the sample is measured by the PVC connected to lateral internal drainage.

The data given by these three measurements (two pore pressure changes and the water volume expelled from the sample) are back analysed to estimates the permeability of the sample. To do so the pore pressure change during the permeability test is calculated by considering the 2D pore pressure diffusion equation in axisymmetric condition, Eq.(18). This equation is solved by a finite difference scheme using a fourth order Runge-Kutta algorithm for various prescribed values of axial and radial permeability. Considering Eq. (16), the water volume expelled from the drainage at sample internal wall at each times iteration can be estimated by following equation:

$$\Delta V_w = \pi \varphi_{\text{int}} \frac{k_r \Delta z \Delta t}{\mu_w \Delta r} \sum_{j=1}^{N+1} (u_j - u_{\text{imposed}}) \quad (22)$$

where  $\Delta z$  and  $N$  are the size and the number of discretisation nodes along the drainage height,  $u_j$  corresponds to the pressure of the elements placed at a distance  $\Delta r$  from the the sample internal wall.

For each permeability couple ( $k_r, k_z$ ) the sum of the relative error between the estimated values (pore pressures and expelled water volume) and the experimental data are calculated and we look for the values which minimize the error. The convergence condition of Equation (18) and the accuracy of the numerical method are discussed in Monfared *et al.* (2010).

In Boom clay, the compressibility of water ( $c_w = 4.53 \times 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$ , Spang 2002) and of the solid phase ( $c_s \approx 2 \times 10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$ , McTigue 1986) can be neglected compared to the drained compressibility ( $c_d$ ) of the material. Thus the storage coefficient ( $S$ ) is taken equal to the drained compressibility ( $S \approx c_d$ ). The drained compressibility of Boom clay can be estimated from the results of the isotropic undrained heating test performed on sample TB1 (considering the same effective stress level for both sample). Replacing in equation (14) the values of the thermal pressurisation coefficient obtained in section 5.2 ( $\Lambda = 33 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$ ), the drained thermal expansion coefficient ( $\alpha_d = 1.26 \times 10^{-4} /^\circ\text{C}$ ) and the undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u = 3.47 \times 10^{-4} /^\circ\text{C}$ ), a value of the drained compressibility of Boom clay ( $c_d$ ) equal to  $6.7 \times 10^{-3} \text{ MPa}^{-1}$  is obtained. This value is in good accordance with that obtained by

Coll (2005) under the same stress level ( $6 \times 10^{-3}$  MPa $^{-1}$ ). The height of the lateral drainage is equal to 25 mm.

The first permeability test is performed after sample resaturation (Point B', Fig 3b). The change in pore pressure induced by the undrained increase of the confining stress of 0.5 MPa is measured at the external wall and the bottom of the sample and presented in Fig 15a and 15b respectively. The corresponding water volume expelled from the internal lateral drainage is presented in Fig. 16. The initial pore pressure ( $u_0$ ) in the sample is equal to 1480 kPa and the imposed pressure ( $u_{imposed}$ ) at the internal lateral drainage is equal to 1000 kPa. The model satisfactorily reproduces the three experimental curves by adopting a radial permeability of  $1 \times 10^{-19}$  m $^2$  and an axial permeability of  $3 \times 10^{-19}$  m $^2$  as shown in Fig. 15a, b and Fig. 16. Indeed most results in the literature concerning the permeability of Boom clay show a range between  $1 \times 10^{-19}$  m $^2$  to  $6.0 \times 10^{-19}$  m $^2$  which covers the estimated permeability in this study.

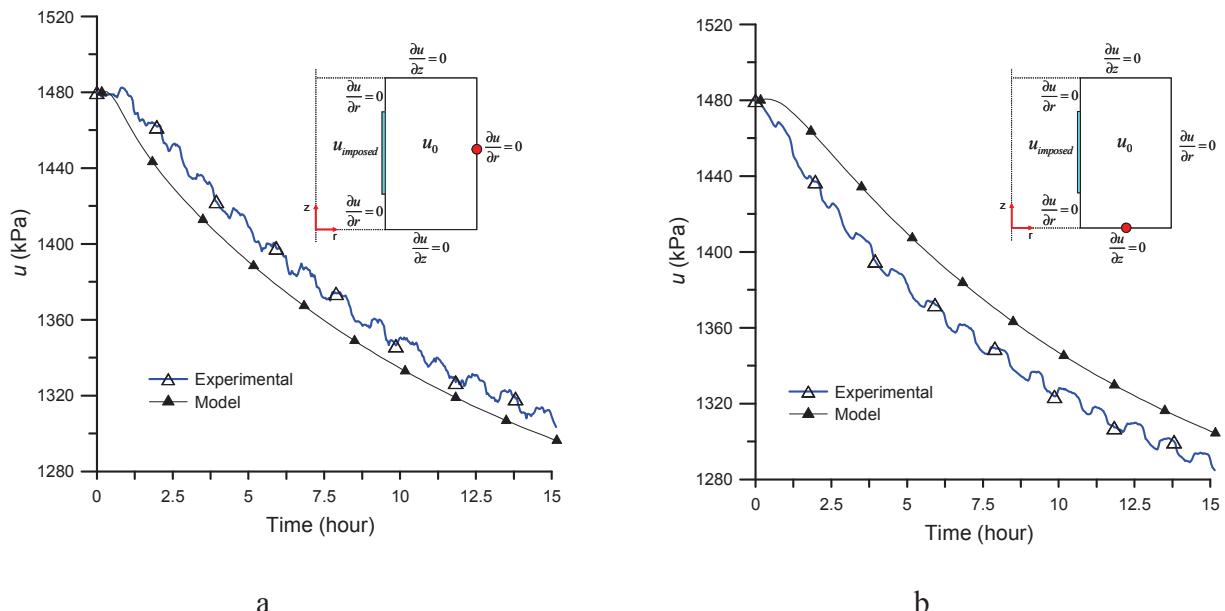


Fig. 15 : Experimental data and model results for pore pressure phase during the transient permeability test a) External wall transducer b) Bottom pressure transducer

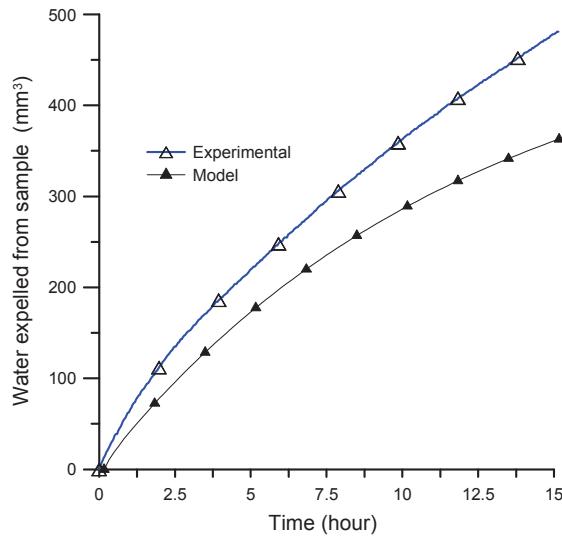


Fig. 16 : Experimental data and model results for water expelled from the sample during the pore pressure dissipation phase

The sample permeability values calculated after shearing (point D', Fig 2b), after heating the sheared sample (point E') and after cooling (point F') are compared to the model results in Fig17a,b and Fig.18.

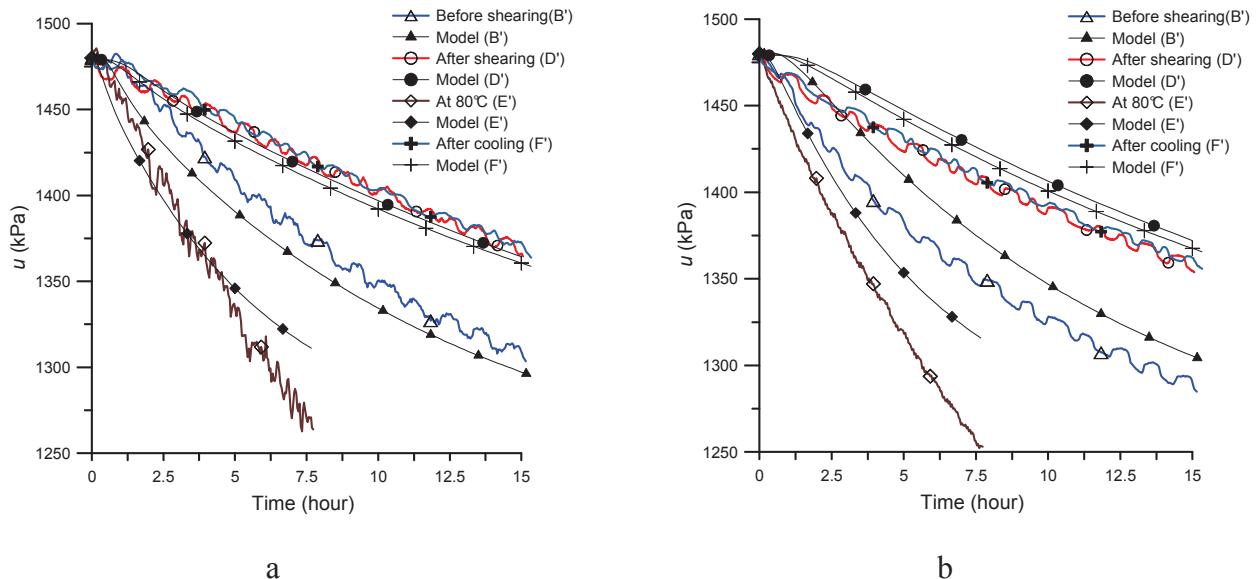
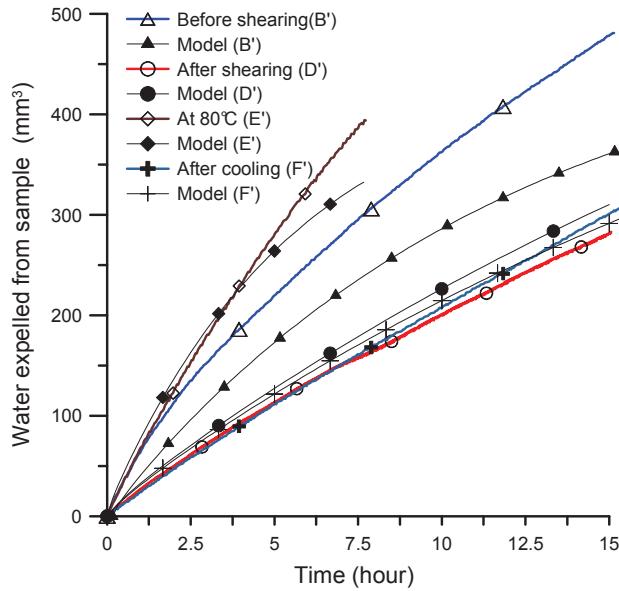


Fig. 17 : Experimental data and model results for pore pressure dissipation during the transient permeability tests on sample TB2 a) External wall transducer b) Bottom pressure transducer



*Fig. 18 : Experimental data and model results for the volume of water expelled from the sample during the pore pressure dissipation of the permeability tests on sample TB2*

The permeability results are presented in Table 1. In this table the change in the sample porosity at each step is also presented. The porosity change of the sample after shearing test is calculated by considering the maximum sample compaction during this test measured from LVDTs. For the heating-cooling cycle the sample behaviour can be considered as elastic regarding its overconsolidation state ( $OCR=2.7$ ). Thus the change in the porosity of the sample ( $d\phi = \phi_0 \alpha_d dT$ ) for the heating-cooling cycle can be calculated by using the drained thermal dilation coefficient of Boom clay obtained from the test on sample TB1 ( $\alpha_d = 1.26 \times 10^{-4} / ^\circ C$ ).

The following conclusions can be drawn:

- No significant change of permeability was observed during all permeability measurements and the permeability changes are less than half an order of magnitude;
- After shearing test (point D') a slight decrease of the permeability is observed causing a slower dissipation rate of the pore pressure rather than the initial state (point B') as presented in Fig. 17a,b. This result confirms that the shear band has no effect on the sample permeability and proves the good sealing properties of Boom clay. The decrease of the permeability can be attributed to the sample compaction (decreasing of the porosity 0.238%) during the drained triaxial shear test.
- The permeability test at  $80^\circ C$  on the sheared sample show a slight increase of the permeability which is reversible upon cooling. The faster dissipation rate of the pore pressure during the permeability test at  $80^\circ C$  (Fig. 17a,b) is related to the important decrease of the

water viscosity ( $\mu_w$ ) with temperature from  $8.9 \times 10^{-4}$  Pa.s at 25°C to  $3.5 \times 10^{-4}$  Pa.s at 80°C (Atkins 2002).

- The higher axial permeability rather than the radial one can be attributed to the bedding plane of the sample which is parallel to the sample axis. Note that the measured radial permeability is not the permeability perpendicular to bedding but an average permeability containing both effects of the radial and axial permeability.

	$k_r(\text{m}^2)$	$k_z(\text{m}^2)$	$\Delta\phi(\%)$
Before shearing, 25°, (B')	$1 \times 10^{-19}$	$3.0 \times 10^{-19}$	-
After shearing, 25°, (D')	$0.5 \times 10^{-19}$	$2.0 \times 10^{-19}$	-0.238
At 80°C, (E')	$0.8 \times 10^{-19}$	$2.8 \times 10^{-19}$	+0.259
After cooling, 25°, (F')	$0.5 \times 10^{-19}$	$2.0 \times 10^{-19}$	-0.259

Table 1 : Estimated permeability for sample TB2

These results are consistent with the previous results on intact Boom clay sample which show a clear relation between permeability and porosity (Coll 2005) and no significant effect of the temperature on the intrinsic permeability of the sample (Delage et al 2000).

## 6 Conclusions

Two aspects of the thermal behaviour of Boom clay have been investigated by using a new hollow cylinder triaxial apparatus developed in the framework of the TIMODAZ European project devoted to the investigation of thermal effects on the EDZ in clays and claystones. The possibility of reactivating a pre-existing shear band by thermal pore water pressurisation was demonstrated in the first test TB1. Test TB1 consisted firstly in shearing a sample along a constant total mean stress path, a path close to that followed by the material during gallery excavation. The sheared sample was afterwards heated under deviatoric stress in undrained condition. The induced excess pore pressure in the sheared sample leaded to a decrease in effective stress. A detailed analysis of the local strain transducers responses and pore water pressure change confirmed the reactivation of the shear band and a mechanism of rigid blocks slip when the thermo-mechanical failure occurred.

The effect of shear band on the permeability of the sample at ambient temperature and at 80°C is investigated on the second sample of Boom clay. A transient method was used in this study to estimate the permeability. The testing results showed no significant effect of the shear band on the permeability of the sample. A slight change in the sample intrinsic

permeability is attributed to the sample porosity change. The permeability measurements presented in this study confirm the very good self sealing properties of Boom clay which is a key property of this clay regarding the safety of the radioactive waste disposal.

## Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the financial support provided by the European project TIMODAZ (F16W-CT-2007-036449 coordinated by Dr. F. Bernier and Dr. Li Xiang-Ling, EURIDICE, Belgium) who funded part of the first author doctoral grant and part of the development and fabrication of the THM triaxial hollow cylinder. The complementary funding was provided by Ecole des ponts ParisTech, the contribution of which is also gratefully acknowledged. The authors also wish to thank the technical team of Navier/CERMES (Ecole des Ponts ParisTech) and particularly its responsible M. E. De Laure for unvaluable assistance in the experimental work, and Drs Yu Jun Cui, Siavash Ghabezloo and Anh-Minh Tang for fruitful discussions.

## References

- Abuel-Naga HM, Bergado DT, Bouazza A (2007) Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology* 89: 144–154
- Ai H, Young JF, Scherer GW (2004) Thermal expansion kinetics: method to measure permeability of cementitious materials: II, application to hardened cement paste. *J Am Ceram Soc* 84(2): 385–391, Erratum, *J. Am. Ceram. Soc.* 87(8): 1611
- Atkins P, de Paula J. (2002) Physical Chemistry, 7th ed , Oxford University Press, Oxford: 961 p
- 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.
- Baldi G, Hueckel T, Peano A, Pellegrini R (1991) Developments in Modelling of Thermo-Hydro-Geomechanical Behaviour of Boom Clay and Clay-Based Buffer Materials. Commissions of the European Communities, Nuclear Science and Technology 1991, EUR 13365/1 et EUR 13365/2
- Bastiaens W, Bernier F, Li XL (2007) SELFrac: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. *J Physics and Chemistry of the Earth* 32: 600-615
- Bernier F, Li XL, Bastiaens W (2007) Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation. *Géotechnique* 57(2): 229-237
- Blumling P, Bernier F, Lebon P, Martin CD (2007) The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment. *J Physics and Chemistry of the Earth* 32: 588-599
- Brace W, Walsh J, Frangos W (1968) Permeability of Granite under High Pressure. *Journal of Geophysical Research* 73(6): 2225-2236
- Campanella RG, Mitchell JK (1968) Influence of temperature variations on soil behaviour. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers* 94, No SM3: 709-7342
- Cekerevac C, Laloui L. (2004) Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 28, 209-228.
- Coll C (2005). Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains. PhD thesis, University of Joseph Fourier-Grenoble 1, France.
- Coussy O (2004) Poromechanics, John Wiley & Sons

- Delage P, Le TT, Tang AM., Cui YJ, Li XL. (2007) Suction effects in deep Boom clays samples. *Géotechnique* 57(2): 239-244
- Delage P, Sultan N, Cui YJ (2000) On the thermal consolidation of Boom Clay. *Canadian Geotechnical Journal* 37: 343–354
- Detournay E, Cheng AHD (1993) Fundamentals of Poroelasticity, Chap. 5 in *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects, Vol. II, Analysis and Design Method*, ed. C. Fairhurst, Pergamon: 113-171
- François B, Laloui L , Laurent C (2009) Thermo-hydro-mechanical simulation of ATLAS in situ large scale test in Boom Clay. *Computers and Geotechnics* 36 (4): 624-640
- Ghabezloo S, Sulem J. (2009) Stress dependent thermal pressurization of a fluid-saturated rock, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(1): 1-24
- Ghabezloo S, Sulem J., Saint-Marc J.(2009) Evaluation of a permeability-porosity relationship in a low permeability creeping material using a single transient test, *Int. J. Rock Mech. and Mining Sci* 46(4): 761-768
- Hart DJ, Wang HF (2001) A single test method for determination of poroelastic constants and flow parameters in rocks with low hydraulic conductivities, *Int. J. Rock Mech and Mining Sci* 38: 577-583
- Horseman ST, Winter MG, Entwistle DC (1987) Geotechnical characterization of Boom clay in relation to the disposal of radioactive waste. Commission of European Communities, EUR 10987, p. 87
- Hueckel T, Pellegrini R (1991) Thermoplastic modeling of undrained failure of saturated clay due to heating. *Soils and Foundations* 31(3): 1-16
- Laloui L(2001) Thermo-mechanical behaviour of soils. *Revue Française de Génie Civil* 5(6): 809–843
- McTigue DF (1986) Thermoelastic response of fluid-saturated porous rock, *Journal of Geophysical Research* 91(B9), 9533-9542
- Monfared M, Sulem J, Mohajerani M, Delage P., Tang AM, De Laure E (2009) Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom et condition de réalisation des essais drainés. 20ème congrès français de mécanique. Marseille. France.
- Monfared M, Delage P, Sulem J, Mohajerani M, Tang AM, De Laure E (2010) A new hollow cylinder triaxial cell to study the behaviour of geomaterials with low permeability. *Int. J. Rock Mech. and Mining Sci*. Accepted.
- Rice JR (2006) Heating and weakening of faults during earthquake slip, *Journal of Geophysical Research* 111, B05311

- Scherer GW (2006) Dynamic pressurization method for measuring permeability and modulus: I. Theory. *Materials & Structures* 39: 1041-1057
- Skempton AW (1954) The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4: 143–147
- Sulem J, Vardoulakis I, Ouffroukh H, Boulon M, Hans J. (2004) Experimental characterization of the thermo-poromechanical properties of the Aigion fault gouge. *Comptes Rendus Geosciences*, 336(45), 455–466.
- Sulem J, Ouffroukh H (2006) Hydromechanical behaviour of Fontainebleau sandstone. *Rock Mech Rock Eng* 39(3): 185–213
- Sulem J., Lazar P., Vardoulakis I. (2007) Thermo-poro-mechanical properties of clayey gouge and application to rapid fault shearing, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomechanics*, 31(3), 523-540.
- Sultan N, Delage P, Cui YJ (2002) Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology* 64: 135–145
- Vardoulakis I. (2002) Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Géotechnique*, 52(3), 157-171.
- Vardoulakis I, Sulem J (1995) Bifurcation Analysis in Geomechanics. Blackie Academic and Professional.

### 3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, après une étude bibliographique sur les propriétés thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom, nous avons présenté la procédure de préparation de l'échantillon cylindrique creux dans l'argile de Boom. Cette étape est très importante pour minimiser l'endommagement induit par cette préparation. Les essais de faisabilité ont été réalisés sur l'échantillon TB0 et les résultats obtenus pendant ces essais sont cohérents avec les résultats publiés dans la bibliographie pour l'argile de Boom ce qui confirme le bon fonctionnement du nouveau dispositif triaxial à cylindre creux. Différentes méthodes de mesure de perméabilité ont été testées sur l'argile de Boom et la méthode proposée par Ghabezloo *et al.* (2009) a été finalement choisie pour ce travail.

Afin d'estimer l'effet de l'endommagement sur la pressurisation thermique de l'argile de Boom ainsi qu'explorer la possibilité de réactivation thermique d'un plan de cisaillement, un chemin de sollicitation thermo-mécanique a été appliqué sur l'échantillon TB1. Les principaux résultats obtenus conduisent aux conclusions suivantes:

- Au cours d'un chauffage non drainé, la surpression engendrée dans l'échantillon préalablement cisaillé est identique à celle engendrée dans l'échantillon intact et la pression reste homogène dans l'échantillon malgré la présence d'un plan de rupture.
- Une réactivation du plan de cisaillement est obtenue par la pressurisation thermique du fluide intersticiel.
- Un plan de rupture préexistant dans l'échantillon agit comme un plan de faiblesse pouvant être réactivé de façon préférentielle au moment de la rupture.
- La résistance au cisaillement obtenue sur le plan de rupture est inférieure à celle de matériau intact pour l'argile de Boom.

Les essais de perméabilité sur l'échantillon intact et endommagé de l'argile de Boom (TB2) prouvent la bonne capacité de scellement de l'argile de Boom saturé à 25°C et à 80°C. Compte tenu de la diminution de la viscosité de l'eau avec la température, la conductivité hydraulique de l'échantillon augmente avec la température. Par contre l'effet de la température sur la perméabilité intrinsèque de matériaux intact et endommagé saturé n'est pas significatif.

Les paramètres suivants ont été obtenus sur l'argile de Boom durant cette étude:

$B$	$c_d$ (GPa $^{-1}$ )	$\alpha_d$ (1/°C)×10 $^{-4}$	$\alpha_u$ (1/°C)×10 $^{-4}$	$\Lambda$ kPa/°C
0,97	5,15	1,26	3,47	24-33* 94**

\* A 2,25MPa de la contrainte effective initiale

\*\* A 9MPa de la contrainte effective initiale

*Tableau 3-4 : Paramètres thermo-poro-mécaniques obtenus sur l'argile de Boom*

## *Chapitre IV*

# Résultats expérimentaux sur l'argile à Opalinus

## 4 Résultats expérimentaux sur l'argile à Opalinus

L'argile à Opalinus est une argile raide et surconsolidée avec une perméabilité très faible dans son état naturel ( $\sim 10^{-20} \text{ m}^2$ ).

Dans ce chapitre on présente tout d'abord une étude bibliographique sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile à Opalinus qui a été jusqu'à présent moins étudié que celui de l'argile de Boom. Dans la deuxième partie de ce chapitre, une étude expérimentale sur la caractérisation du comportement thermique en condition drainée et non drainée est présentée sous la forme d'un article écrit en anglais qui a été publié dans la revue internationale "*Rock Mechanics and Rock Engineering*". Dans la troisième partie de ce chapitre on présente les résultats des essais déviatoriques ainsi qu'une étude de l'effet de l'endommagement et de l'augmentation de la température sur la perméabilité des échantillons testés.

### 4.1 Etude bibliographique sur le comportement T-H-M de l'argile à Opalinus

L'argile à Opalinus appartient à une couche de sédiments marins datant de 180 millions d'années correspondant à la période Jurassique [Lambert 1997]. C'est dans cette formation qu'est situé le laboratoire souterrain du Mont-Terri, dans le Nord-Ouest de la Suisse. Ce laboratoire souterrain est situé au voisinage de la galerie de sécurité d'un tunnel autoroutier à une profondeur entre 250 et 320 m, Figure 4-1a. La longueur totale des galeries et des niches est d'environ 350 m, Figure 4-1b [Bossart et Thury 2007], et se compose essentiellement de:

- Huit petites niches de sécurité le long de la galerie, creusées en 1996
- La galerie numéro 98 et cinq niches latérales, creusées en 1997/98
- Une galerie pour l'expérience EZ -A, creusée en 2003
- La galerie numéro 04 et quatre niches latérales, creusées en 2004

Considérant la fraction argileuse et la teneur en carbonate de la formation géologique, trois différents faciès d'argilo-schisteux, d'argilo-sableux et d'argilo-sableux riche en carbonate sont détectés au niveau du laboratoire Mont-Terri. L'épaisseur totale de ces faciès est d'environ 90 m [ANDRA 2005]. Cette formation est stable depuis plusieurs millions d'années du point de vue géosismique et l'argile à Opalinus est une argile très peu perméable, avec une capacité importante de rétention de radionucléides et une bonne capacité du scellement en raison du potentiel de gonflement du matériau [Van Geet *et al.* 2008]. C'est pourquoi cette formation est choisie comme une formation potentielle pour le stockage des déchets

radioactifs. Le site de Mont-Terri est un site de recherche et aucun stockage n'est pas envisagé dans ce site. Les expérimentations mises en œuvres visent à explorer les propriétés géologiques, hydrogéologiques, géochimiques et mécaniques de la formation afin de fournir des données sur la faisabilité et la sécurité des stockages dans ce type de formation.

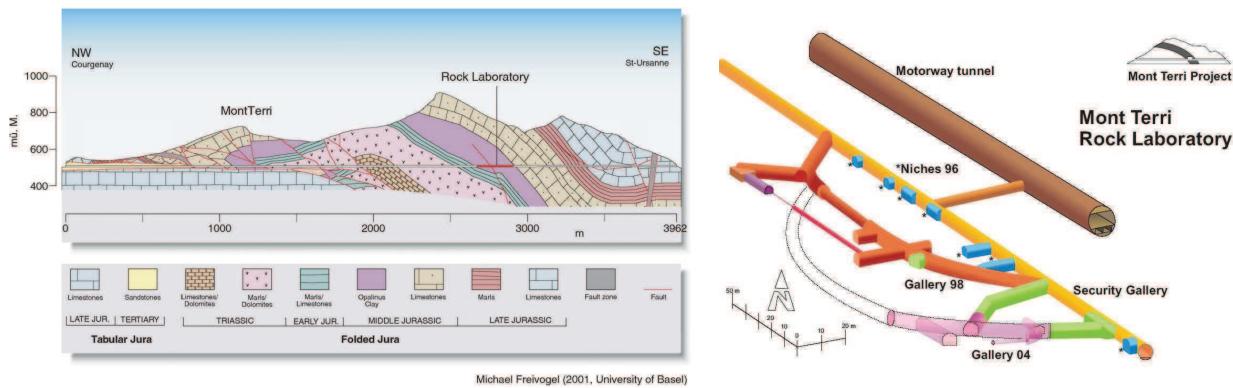


Figure 4-1 : a) Section géologique du site Mont-Terri d'après Corkum et Martin (2007) b) Schéma des galeries du site Mont-Terri d'après Bossart et Thury (2007)

L'argile à Opalinus est un schiste argileux, ce terme est utilisé souvent pour décrire les matériaux de transition entre les sols et les roches [Martin et Lanyon 2003]. Considérant les limites d'Atterberg de cette argile (Limite liquidité: 39% et l'indice de plasticité: 16%), elle appartient à la catégorie des argiles non organiques et peu plastiques [Coll 2005]. Les densités saturée et sèche de cette argile sont environ de  $2450 \pm 30 \text{ kg/m}^3$  [Wileveau 2005] et de  $2340 \pm 60 \text{ kg/m}^3$  [Bock 2001] respectivement et la densité de sa phase solide est environ de  $2740 \text{ kg/m}^3$  [Muñoz 2007]. La teneur en eau naturelle de cette argile est entre 4,2% et 8% [Gens *et al.* 2007].

La minéralogie de l'argile à Opalinus varie suivant les différents faciès. Le faciès argileux-schisteux contient la plus grande fraction argileuse et la plus faible fraction carbonatée au contraire du faciès argilo-sableux riche en carbonate. Les échantillons de cette étude appartiennent au faciès argileux-schisteux qui contient environ 65% de minéraux argileux, 20% de quartz et 8% de calcite [ANDRA 2005]. La fraction argileuse est principalement composée d'illite (26% de fraction argileuse), d'interstratifiés illites-smectite (15%), de kaolinite (46%) et de chlorite (12%).

Concernant la microstructure d'argile à Opalinus, une structure feuilletée qui est alignée dans la direction du litage est observée sur les photographies de microscopie électronique, Figure 4-2a,b [Corkum et Martin 2007, Muñoz *et al.* 2009 ]. Ces figures montrent que les

feuilles d'argile entourent les minéraux non argileux comme le quartz (Figure 4-2a). On observe également l'existence d'une macroporosité entre les agrégats d'argile (Figure 4-2b).

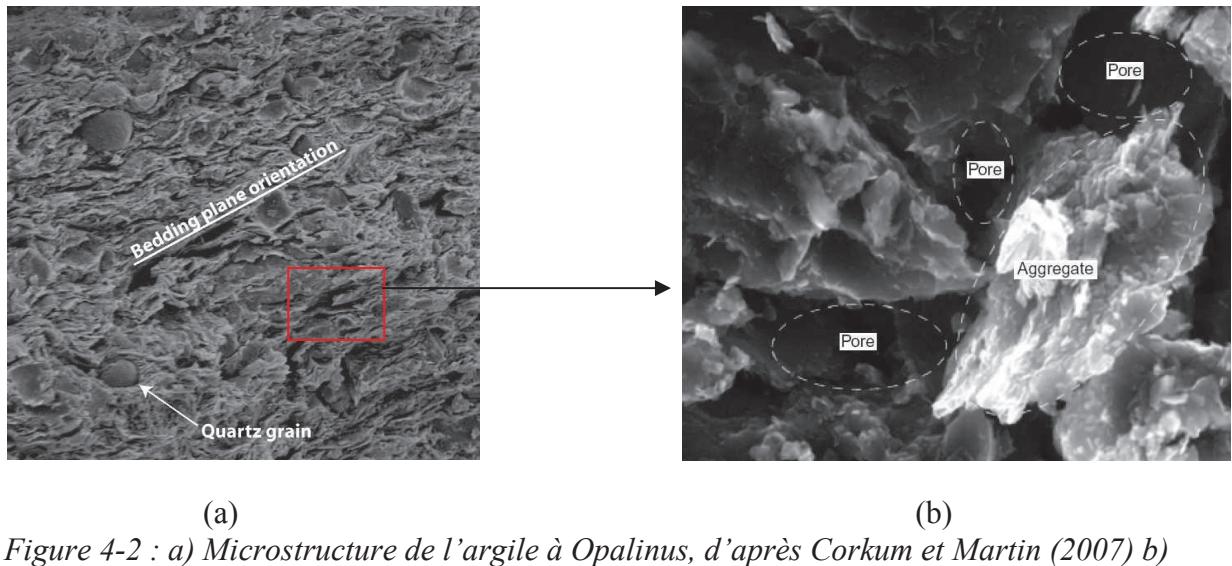
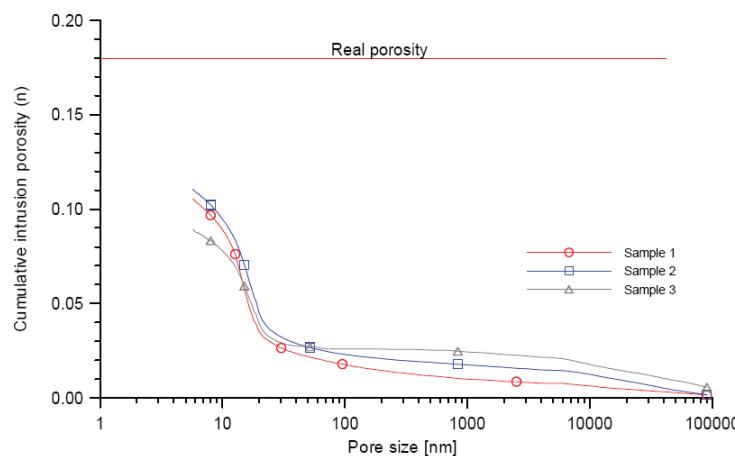


Figure 4-2 : a) Microstructure de l'argile à Opalinus, d'après Corkum et Martin (2007) b) Existence des macroporosité entre les agrégats d'argile d'après Muñoz et al. (2009)

Concernant la porosité d'argile à Opalinus, la valeur de la porosité totale (mesurée à partir de séchage à l'étuve) est entre 13% et 18% [Muñoz 2007] mais la valeur de la porosité mesurée par l'injection de mercure est entre  $9,9 \pm 0,9\%$  (Figure 4-3) [Muñoz 2007]. Cette différence peut être expliquée par le fait que le mercure ne peut pas entrer dans les très petits pores (la borne inférieure 6,8nm correspond à la pression d'injection de mercure de 219 MPa). Par ailleurs, la limite de la mesure de la pression d'injection (15 kPa) ne permet pas d'identifier les pores dont la taille est supérieure à 98 µm. La distribution des tailles de pores obtenue par la porosimétrie au mercure montre quatre gammes de porosité pour cette argile: 20,8% de macro porosité (taille des pores entre  $10^3$  nm et  $10^5$  nm), 12,5% de méso porosité (entre  $10^2$  nm et  $10^3$  nm), 24,2% de micro porosité (entre 20 nm et 100 nm) et 42,5% de ultra micro porosité (inférieure à 20 nm) [Muñoz 2007].



*Figure 4-3 : Courbe de porosimétrie au mercure pour l'argile à Opalinus, d'après Muñoz (2007)*

#### 4.1.1 Propriétés hydro-mécaniques de l'argile à Opalinus

S'agissant des propriétés mécaniques de l'argile à Opalinus, leur caractère anisotrope a été mentionné par différents auteurs ; Bock (2001) a donné les paramètres mécaniques suivant les directions parallèle ou normale au litage :

	( $\perp$ )	(//)
Module de Young $E$ [GPa]	10	4
Coefficient du Poisson $\nu$	0.33	0.24
Cohésion $c$ [MPa]	5	2.2
$\varphi$ [ $^{\circ}$ ]	25	25
$\psi$ [ $^{\circ}$ ]		0
Résistance à la compression simple [MPa]	16	10
Résistance à la traction simple [MPa]	1	2

*Tableau 4-1 : Propriétés mécaniques de l'argile à Opalinus, d'après Bock( 2001)*

Concernant les propriétés hydrauliques, la perméabilité de cette argile a été estimée par les essais in-situ et en laboratoire. D'après les essais in-situ de type «Hydraulic packer test» réalisés par Croisé *et al.* (2004) la valeur de perméabilité de l'argile à Opalinus est entre  $2 \times 10^{-21} \text{ m}^2$  et  $2 \times 10^{-19} \text{ m}^2$ . Ces valeurs sont cohérentes avec celles obtenues par des essais au perméamètre en laboratoire réalisés par Harrington *et al.* (2001) et Ortiz (1999) qui donnent des valeurs entre  $6 \times 10^{-21} \text{ m}^2$  et  $2 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ . Ces auteurs mentionnent que la perméabilité des échantillons n'est pas très sensible à la direction du litage (normale et à  $35^{\circ}$ ) et un facteur d'anisotropie maximum de 3,5 a été trouvé entre la perméabilité de la direction à  $35^{\circ}$  et celle dans la direction normale à la stratification. Garcia *et al.* (2007) ont estimé la perméabilité in-situ de l'argile à Opalinus en utilisant le débit d'eau entrant dans la galerie depuis le massif saturé environnant et en considérant que la galerie horizontale fonctionne comme un puits qui pompe l'eau, ils ont estimé une perméabilité entre  $1,56 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  et  $3,02 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  pour le massif d'argile à Opalinus. D'après ces auteurs, ces valeurs peuvent être affectées par la désaturation partielle des parois de la galerie. Coll (2005) a estimé la perméabilité de ce matériau à partir d'essais en régime stationnaire sous une pression de confinement de 2,3 MPa et a trouvé une valeur de  $1,8 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  pour la perméabilité en direction parallèle au litage. Muñoz *et al.* (2009) a estimé la perméabilité de cette argile en faisant des essais de type « heating pulse ». Dans ces essais d'abord une surpression interstitielle a été engendrée dans l'échantillon en augmentant

la puissance de l'élément chauffant installé au milieu d'échantillon. Ensuite la surpression engendrée est dissipée au cours du temps par les drainages. La perméabilité de l'échantillon a été estimée par l'analyse inverse de la phase de la dissipation de la pression ce qui donne une valeur de  $2,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  pour la perméabilité dans la direction parallèle au litage.

Les résultats des essais de mesure de la perméabilité de l'argile à Opalinus montrent une certaine dispersion qui peut être expliquée par i) la variabilité spatiale des paramètres pour les essais in-situ i) les différentes méthodes de mesure en laboratoire ii) les différentes méthodes d'interprétation des résultats. Le Tableau 4-2 présente la perméabilité estimée pour cette argile par différents auteurs.

Ortiz (1999)	$1,9 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 2,1 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 90^\circ *$
	$1,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 1,8 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 50^\circ *$
	$1,9 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 35^\circ *$
Harrington <i>et al.</i> (2001)	$7,6 \times 10^{-21} \text{ m}^2 - 90^\circ *$
Bock (2001)	$8 \times 10^{-21} \text{ m}^2 - 90^\circ *$
	$2 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 45^\circ *$
Croisé <i>et al.</i> (2004)	$2 \times 10^{-21} \text{ m}^2 - 2 \times 10^{-19} \text{ m}^2$ (in-situ)
Wileveau (2005)	$1 \times 10^{-20} \text{ m}^2$
Coll (2005)	$1,8 \times 10^{-19} \text{ m}^2 - 0^\circ *$
Garcia <i>et al.</i> (2007)	$1,56 \times 10^{-19} \text{ m}^2 - 3,02 \times 10^{-19} \text{ m}^2$ (in-situ)
Jobmann et Polster (2007)	$5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ -in situ
Muñoz <i>et al.</i> (2009)	$2,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2 - 0^\circ *$

\* direction de mesure de perméabilité par rapport au litage

Tableau 4-2 : Perméabilité d'argile à Opalinus

Concernant le coefficient d'emmagasinement de l'argile à Opalinus, d'après les essais in-situ, Croisé *et al.* (2004) proposent une gamme de valeurs entre  $4,1 \times 10^{-11} \text{ Pa}^{-1}$  et  $3,1 \times 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$  pour ce coefficient.

#### 4.1.2 Propriétés thermiques de l'argile à Opalinus

Le comportement thermique de l'argile à Opalinus a été moins étudié dans la bibliographie que l'argile de Boom. Plusieurs essais thermiques in-situ ont été réalisés au laboratoire souterrain de Mont-Terri. Une synthèse des résultats de ces essais nommés HE, HE-B, HE-C

et HE-D peut être trouvée dans le rapport ANDRA (2005) et le rapport TIMODAZ (2007). En général pour les essais in-situ, une augmentation de la température dans un puits engendre une surpression interstitielle dans le milieu, Figure 4-4 . Cette surpression comme il a été expliqué dans le chapitre 3, est due à la différence entre le coefficient de dilatation thermique de l'eau et celui de matrice solide de l'argile à Opalinus.

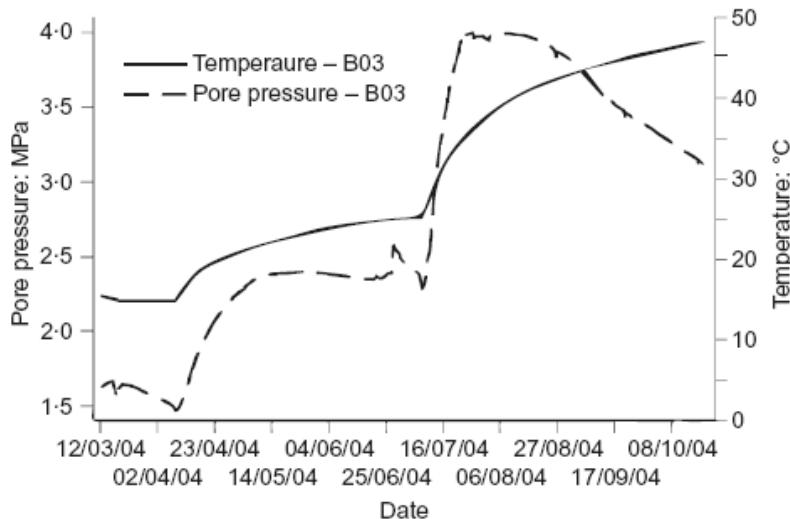


Figure 4-4 : Evolution de la température et la pression interstitielle dans le puits D3 de l'essai HE-D, d'après Gens et al. (2007)

Les paramètres thermiques de l'argile à Opalinus ont été estimés soit par l'analyse inverse des résultats des essais in-situ soit par des essais en laboratoire. Le coefficient d'expansion thermique linéaire en condition non drainée ( $\alpha'_u$ ) de cette argile a été mesuré sur des échantillons saturés provenant de la zone de l'essai HE-B [Gens 2000 cité dans ANDRA 2005]. La réponse axiale de l'échantillon pendant un cycle chauffage-refroidissement donne des valeurs similaires de  $3,47 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$  et  $3,65 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$  respectivement. D'après Auvray (2004), les essais sur les échantillons provenant de la zone d'essai HE-D montre une anisotropie importante de ce coefficient. Pour la direction parallèle au litage une valeur entre  $5,3 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  et  $9,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  a été trouvée tandis que pour la direction perpendiculaire au litage des valeurs plus petites entre  $1,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  et  $5,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  ont été observées. Les essais réalisés par Zhang et al. (2007) et Jobmann et Polster (2007) montrent un changement de comportement d'un échantillon d'argile à Opalinus au cours des essais de chauffage avec les drainages ouverts. Zhang et al. (2007) ont réalisé un essai de chauffage-refroidissement par paliers successifs sur un échantillon avec un degré de saturation initiale de 88%. D'après ces

auteurs, l'échantillon montre un comportement dilatant dans la direction perpendiculaire au litage tandis qu'il montre une réponse contractante dans la direction perpendiculaire au litage, Figure 4-5.

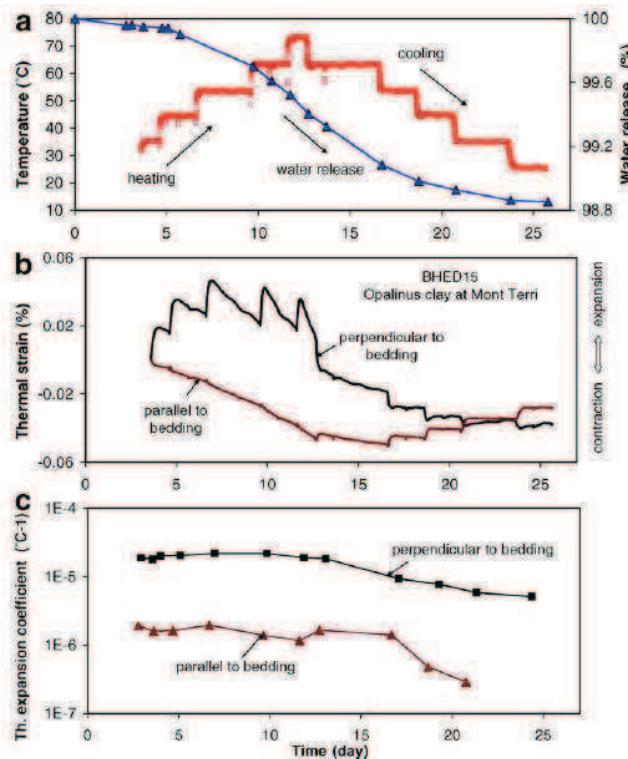


Figure 4-5 : Essai thermique avec drainages ouverts sur l'argile à Opalinus, d'après Zhang et al. (2007)

Des résultats similaires ont été observés par Jobmann et Polster (2007). Ils ont réalisé des essais de chauffage (non confinés) entre 12°C et 140°C sur l'échantillon provenant de la zone d'essai HE-D. Les conditions de drainage, la saturation de l'échantillon ainsi que la direction de litage n'ont pas été discutées par les auteurs. La réponse de l'échantillon est présentée sur la Figure 4-6. Dans un but de comparaison, on trace aussi sur cette figure les valeurs de déformation de l'échantillon à la fin de chaque palier de chauffage présentées par Zhang et al. (2007). Cette figure montre que les résultats présentés par Jobmann et Polster (2007) sont similaires à ceux de Zhang et al. (2007) pour la direction perpendiculaire au litage. La tendance de dilatation de l'échantillon entre 25°C et 40°C est identique pour les deux essais, ce qui donne un coefficient de dilatation thermique linéaire de  $1,3 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . Cette valeur est similaire à celle obtenue par Muñoz et al. (2009) ( $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ). Ensuite entre 45°C et 65°C malgré une légère contraction de l'échantillon dans l'essai de Zhang et al. (2007), on peut détecter une phase de déformation constante pour les deux essais. Cette phase continue jusqu'à 85°C pour l'essai de Jobmann et Polster (2007) tandis que l'essai de Zhang et al.

(2007) montre une contraction de l'échantillon après 65°C. La phase de contraction est observée à partir de 85°C pour l'essai de Jobmann et Polster (2007). En dépit des doutes sur les conditions de réalisation de ces essais, on peut conclure que les deux échantillons se comportent comme des argiles surconsolidées avec un faible OCR, c'est-à-dire la dilatation élastique de l'échantillon suivi par la contraction élasto-plastique [Delage et al. 2000].

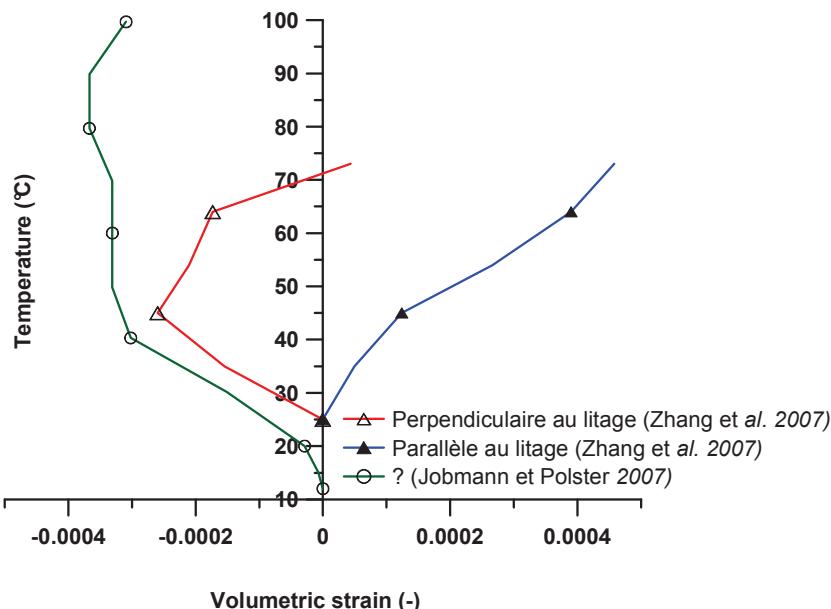


Figure 4-6 : Déformation d'argile à Opalinus pendant le chauffage drainé(?) en laboratoire d'après Zhang et al. (2007) et Jobmann et Polster (2007)

Concernant le comportement thermique non drainé de l'argile à Opalinus et la pressurisation thermique, il n'existe pas, à notre connaissance, de résultats clairs dans la bibliographie.

D'autres paramètres thermiques de cette argile sont déterminés à partir des essais en laboratoire. Le Tableau 4-3 récapitule des résultats présentés dans le rapport ANDRA (2005) et par Jobmann et Polster (2007).

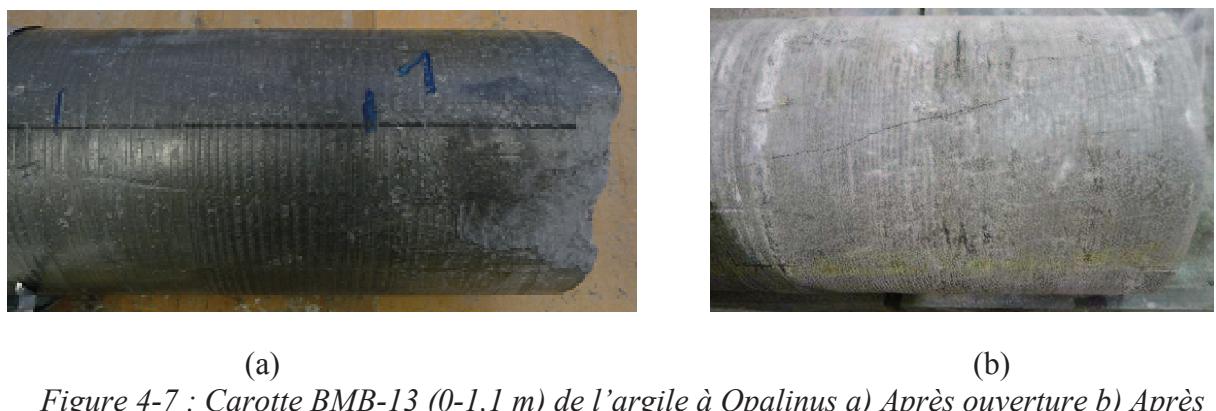
Chaleur spécifique (J.Kg <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> )	Conductivité thermique (W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> )	Diffusivité thermique (m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )
920±80	1.55	$6.56 \times 10^{-7}$
	0.77	

Tableau 4-3 : Propriétés thermiques de l'argile à Opalinus, d'après ANDRA (2005) et Jobmann et Polster (2007)

## 4.2 Préparation des échantillons et programme des essais

### 4.2.1 Préparation des échantillons

L'argile à Opalinus en comparant de l'argile de Boom, est plus rigide mais plus fragile. C'est pourquoi la méthode de préparation des échantillons est différente de celle présentée dans le chapitre 3. L'argile à Opalinus est reçue au laboratoire sous forme de carottes qui sont fournies par NAGRA. Les carottes appartiennent au faciès argilo-schisteux du site de Mont-Terri. La longueur des carottes est environ d'un mètre. La direction du litage est parallèle à l'axe de carottes et celles-ci sont placées dans une chambre humide afin d'éviter la perte de la teneur en eau. On a observé au cours du temps la création des fissures longitudinales dans les carottes car elles ne sont pas été confinées pendant la préservation. On note aussi le séchage des carottes qui a été engendré pendant l'exposition à l'aire des carottes au cours des procédures de découpage. La Figure 4-7 montre le carotte BMB-13 (0-1,1 m) lors de la première ouverture et après un an. On observe clairement le changement de couleur de la carotte qui montre son séchage ainsi que l'apparition de fissures le long du plan de litage. Ces fissures limitent les zones appropriées pour l'échantillonnage.



*Figure 4-7 : Carotte BMB-13 (0-1,1 m) de l'argile à Opalinus a) Après ouverture b) Après un an*

Pour préparer un échantillon cylindrique creux, il faut d'abord couper la carotte à la hauteur désirée (environ 75 mm). Ensuite le cylindre obtenu est fixé dans un moule et foré par un carottier à diamant de diamètre 60 mm. Les étapes de préparation d'échantillon sont présentées sur la Figure 4-8. A cause de la fragilité du matériau, plusieurs échantillons ont été cassés pendant la phase de préparation et finalement trois échantillons cylindriques creux ont été obtenus avec une qualité satisfaisante (TO1, TO2 et TO3). Le Tableau 4-4 présente les dimensions, les teneurs en eau et l'indice des vides initial de ces échantillons.



Figure 4-8 : Etapes de préparation d'un échantillon de l'argile à Opalinus

	$d_{ext} * d_{int} * h$ (mm)	$w_0$ (%)	$e_0$
TO1	106*60*75	6,5	0,20
TO2	107*60*73	6,7	0,22
TO3	106*60*73	7,2	0,21

Tableau 4-4 : Caractéristiques initiales des échantillons de l'argile à Opalinus

#### 4.2.2 Chemins thermo-mécaniques réalisés sur les échantillons TO1, TO2 et TO3

Plusieurs essais ont été réalisés sur les trois échantillons de l'argile à Opalinus. Ces essais ont pour but i) la caractérisation des propriétés de cette argile ii) l'étude de l'effet de l'endommagement engendré par un essai déviatorique sur la perméabilité iii) l'effet de la température sur la perméabilité de l'échantillon endommagé.

Concernant l'échantillon TO1 les phases suivantes ont été réalisées, Figure 4-9:

- (1) Saturation sous la contrainte in-situ équivalente [A, Figure 4-9]
- (2) Mesure du coefficient de Skempton  $B$  [A]
- (3) Estimation de la perméabilité de l'échantillon à l'état initial [A]
- (4) Deux cycles de chauffage-refroidissement drainé à l'état initial [A-B-C]
- (5) Estimation de perméabilité après les cycles thermiques [C]
- (6) Réalisation d'un essai de cisaillement suivant le chemin standard non drainé [C-D]
- (7) Décharge déviatorique en condition drainée [D-E]
- (6) Estimation de la perméabilité après l'essai déviatorique [E]
- (7) Chauffage drainé jusqu'à 80°C de l'échantillon endommagé (cet essai est arrêté à cet étape à cause du perçage de la membrane néoprène autour de l'échantillon)

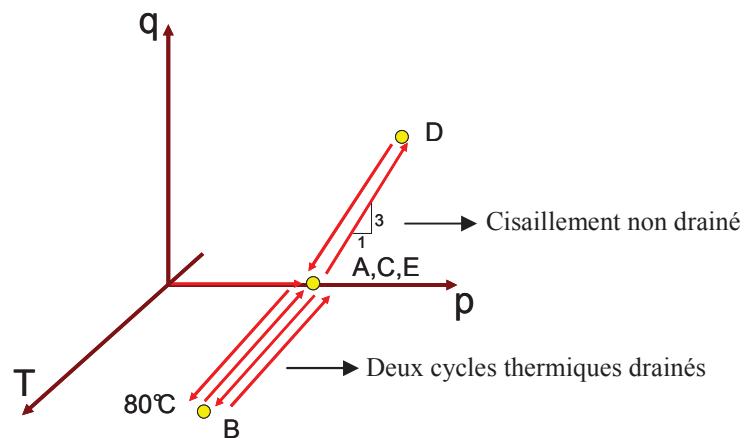


Figure 4-9 : Chemin thermo-mécanique suivi pour l'échantillon TO1

L'essai sur l'échantillon TO2 diffère de l'essai sur l'échantillon TO1 par le fait que les phases de chauffage sont réalisées en condition non drainée, Figure 4-10:

- (1) Saturation sous la contrainte in-situ équivalente [A, Figure 4-10]
- (2) Mesure du coefficient de Skempton  $B$  [A]
- (3) Estimation de la perméabilité de l'échantillon à l'état initial [A]
- (4) Essai de chauffage non drainé jusqu'à  $55^\circ\text{C}$  [A-B]
- (5) Estimation de perméabilité à  $55^\circ\text{C}$  [B]
- (6) Refroidissement drainé et l'estimation de perméabilité à  $25^\circ\text{C}$  [B-C]
- (7) Essai de cisaillement suivant le chemin standard non drainé [C-D]
- (8) Décharge déviatorique en condition drainé [D-E]
- (9) Réalisation des étapes 4-6 sur l'échantillon endommagé [E-F-G]

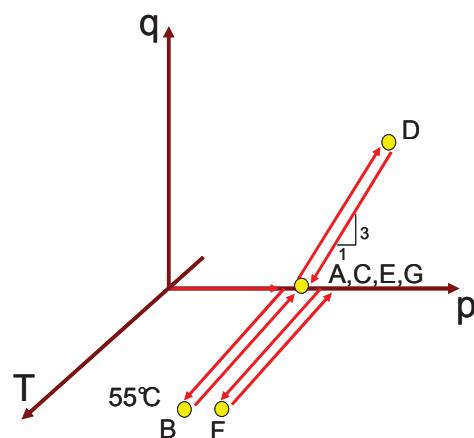


Figure 4-10 : Chemin thermo-mécanique suivi pour l'échantillon TO2

L'essai sur l'échantillon TO3 diffère de l'essai sur l'échantillon TO1 par le fait que la phase de cisaillement est réalisée en condition drainée et qu'il comporte une mesure de perméabilité à 80°C de l'échantillon cisaillé, Figure 4-11

- (1) Saturation sous la contrainte in-situ équivalente [A, Figure 4-11]
- (2) Mesure du coefficient de Skempton  $B$  [A]
- (3) Estimation de la perméabilité de l'échantillon à l'état initial [A]
- (4) Essai de cisaillement suivant le chemin standard drainé [A-B-C]
- (5) Estimation de la perméabilité après essai déviatorique [C]
- (6) Chauffage drainé jusqu'à 80°C de l'échantillon endommagé [C-D]
- (7) Estimation de la perméabilité de l'échantillon endommagé à 80°C [D]
- (8) Refroidissement drainé jusqu'à 25°C [D-E]
- (9) Estimation de la perméabilité à 25°C [E]

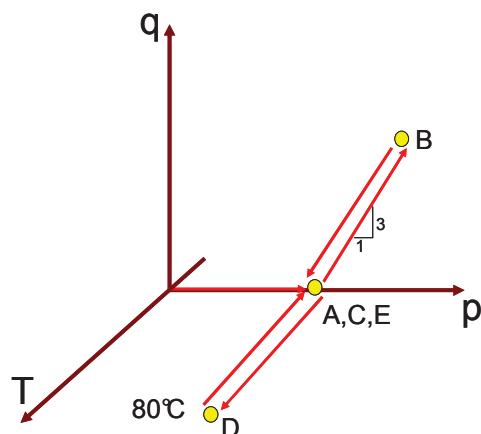


Figure 4-11 : Chemin thermo-mécanique suivi pour l'échantillon TO3

### 4.3 A laboratory investigation on thermal properties of the Opalinus claystone

Considérant les rares données expérimentaux concernant le comportement thermique de l'argile à Opalinus dans la bibliographie et compte tenu de l'incertitude et de la dispersion de ces données liées à l'état de saturation aux conditions de drainage, des essais thermiques drainés et non drainés ont été réalisés sur l'échantillon TO1 et TO2 respectivement. Les résultats de ces essais sont présentés sous forme d'un article rédigé en anglais qui a été publié dans la revue internationale de "Rock Mechanics and Rock engineering".

## A laboratory investigation on thermal properties of the Opalinus claystone

M. Monfared, J. Sulem<sup>1</sup>, P. Delage, M. Mohajerani

Université Paris-Est, École des Ponts Paris Tech, UR Navier-CERMES

6-8 av. Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée cedex 2, France

### Abstract

Some aspects of the thermal behavior of the Opalinus claystone are investigated through laboratory tests conducted on a new hollow cylinder triaxial apparatus specially designed for studying the thermo-hydro-mechanical behavior of very low permeable materials.

Two hollow cylinder samples are first resaturated under isotropic stress state equal to the mean effective in-situ one in order to minimize swelling and induced damage during the resaturation phase. Two drained heating-cooling cycles are performed on the first sample of Opalinus claystone. During the first cycle, a thermo-elasto-plastic response similar to that of plastic clays with low overconsolidation ratio is obtained. The thermal hardening of the sample is demonstrated by the quasi-reversible behavior of the sample during the second heating-cooling cycle.

An undrained heating test performed on the second sample of Opalinus claystone induces an excess pore pressure in this sample. This induced pore pressure is attributed to the higher thermal expansion coefficient of pore water compared to that of the solid phase. It is shown that the excess pore pressure generated in the sample by undrained heating cannot be modeled by considering the free water thermal expansion coefficient. The thermal expansion coefficient of the Opalinus claystone water is back-analyzed from the experimental results which show a higher value than free water.

Key words: *Opalinus claystone, saturation, Thermal properties, Drained and Undrained response, Water thermal expansion*

---

<sup>1</sup> Corresponding author : Jean Sulem

CERMES - UR Navier, Ecole des Ponts Paris Tech

6-8 Av. Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs sur Marne, 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2 France

Fax : +33 1 64 15 35 62 Phone : +33 1 64 15 35 45 ; Email: Jean.Sulem@enpc.fr

## 1 Introduction

The storage of long life high activity radioactive waste in deep geological formations appears to be an interesting solution for a long term repository. In this regard, storage in low permeability argillites with favorable self sealing properties (Bastiens et al. 2007) is considered as an appropriate option in various countries including Switzerland (Opalinus claystone (Thury and Bossart 1999) and France (Callovo-Oxfordian mudstone (Andra, 2005)). The heat emitted by high-level radioactive waste increases temperature around the galleries whereas the maximum admissible temperature in the Swiss repository design is 90°C (Nagra 2002b). Elevated temperature can induce irreversible deformation and thermal excess pore pressure in the near field. This latter leads to thermo-mechanical failure (Hueckel and Pellegrini 1991) or to the reactivation of existing fractures (Monfared et al. 2011b) in host rocks. The transport properties of the geological barrier can be hence modified, affecting the tightness and long term safety of the storage. Therefore, the coupling between thermal phenomena and the response of the claystone must be further investigated. In-situ investigations have been performed on the thermal properties of the Opalinus claystone in the Mont-Terri Underground Research Laboratory, (e.g. Hohner and Bossart 1998; Mügler et al. 2006; Jobmann and Polster 2007; Kull et al. 2007; Gens et al. 2007). Most of laboratory works on the thermal response of Opalinus claystone have been performed in unsaturated condition (Jobmann and Polster 2007; Zhang et al. 2007). Therefore further investigation for fully saturated samples is still needed.

When testing low permeability materials extremely slow loading or heating rates must be used in order to avoid possible pore fluid overpressure (in drained tests) and possible heterogeneity of the pore pressure (in undrained tests) inside the sample. In this paper, the thermo-mechanical behavior of Opalinus claystone is experimentally investigated by means of a new hollow cylinder triaxial apparatus with a short drainage path specially designed for very low permeability materials (Monfared et al. 2011a). The investigation carried out concerns both the drained and undrained response of Opalinus claystone, with a special emphasis put on thermal pore fluid pressurization.

## 2 Thermo-Poro-Elasticity background

The theoretical framework of Thermo-poro-elasticity used to analyse the experimental data is briefly recalled in the following. Basic principles have been presented in various earlier studies (e.g. Coussy 2004; Mc Tigue 1986; Rice 2006; Ghabezloo and Sulem 2009).

In the following, compression strain is considered positive as conventionally adopted in soil mechanics ( $\varepsilon_V = -\frac{dV}{V}$ ). To describe the sample volume change ( $dV$ ) and the pore volume change ( $dV_\phi$ ), the Terzaghi effective stress ( $p' = p - u$ ), the pore pressure ( $u$ ) and the temperature ( $T$ ) are chosen as independent variables:

$$\frac{dV}{V} = -c_d dp' - c_s du + \alpha_d dT \quad (1)$$

$$\frac{dV_\phi}{V_\phi} = -\frac{c_d - c_s}{\phi} dp' - c_\phi du + \alpha_\phi dT \quad (2)$$

where  $\phi = \frac{V_\phi}{V}$  is the Eulerian porosity and  $c_d$ ,  $c_s$  and  $c_\phi$  are the drained, solid and pore volume compressibility respectively which are defined as follows:

$$c_d = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial p'} \right)_{u,T}, \quad c_s = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial u} \right)_{p',T}, \quad c_\phi = -\frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial u} \right)_{p',T} \quad (3)$$

$\alpha_d$  and  $\alpha_\phi$  are the drained and the pore volume thermal expansion coefficient respectively:

$$\alpha_d = \frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial T} \right)_{u,p'}, \quad \alpha_\phi = \frac{1}{V_\phi} \left( \frac{\partial V_\phi}{\partial T} \right)_{u,p'} \quad (4)$$

the experimental measurement of parameters  $c_\phi$  and  $\alpha_\phi$  is difficult and they will be assumed here equal to the solid phase compressibility ( $c_s$ ) and solid phase thermal expansion ( $\alpha_s$ ). For a saturated material the fluid mass inside the representative elementary volume is:

$$M_w = \phi \rho_w V \quad (5)$$

where  $\rho_w$  is the water unit mass.

Derivation of Eq. (5) gives:

$$dM_w = \phi \rho_w V \left( \frac{d\phi}{\phi} + \frac{d\rho_w}{\rho_w} + \frac{dV}{V} \right) \quad (6)$$

From the definition of the porosity one can write:

$$\frac{d\phi}{\phi} = \frac{dV_\phi}{V_\phi} - \frac{dV}{V} \quad (7)$$

the change in water unit mass by pressure and temperature is obtained by:

$$\frac{d\rho_w}{\rho_w} = c_w du - \alpha_w dT \quad (8)$$

where  $c_w$  is the water compressibility and  $\alpha_w$  is the water thermal expansion coefficient.

Introducing Eq.(8), and Eq. (7) into Eq.(6) gives:

$$dM_w = \phi\rho_w V \left( -\frac{c_d - c_s}{\phi} d\sigma + \frac{S}{\phi} du - (\alpha_w - \alpha_s) dT \right) \quad (9)$$

where  $S$  is the storage coefficient:

$$S = c_d - c_s + \phi(c_w - c_s) \quad (10)$$

During an undrained thermal test at constant total stress the thermally induced excess pore pressure is obtained by setting  $dM_w = 0$  in Eq. 9:

$$du = \Lambda dT \quad (11)$$

where  $\Lambda$  is the thermal pressurisation coefficient:

$$\Lambda = \frac{\phi(\alpha_w - \alpha_s)}{S} \quad (12)$$

The corresponding volumetric deformation can be obtained from Eq.(1):

$$\frac{dV}{V} = \alpha_u dT \quad (13)$$

where  $\alpha_u$  is the undrained thermal expansion coefficient:

$$\alpha_u = \alpha_d + \Lambda(c_d - c_s) \quad (14)$$

### 3 Material and methods

#### 3.1 The Opalinus Claystone

Tests have been performed on specimens of Opalinus claystone extracted parallel to the bedding in 106 mm diameter cores from the Underground Research Laboratory of Mont-Terri in Switzerland. The total claystone porosity deduced from oven drying at 105°C during 24 h is around 18% whereas the mercury intruded porosity measured by Muñoz (2006) at a maximum pressure of 219 MPa is between 9% and 11%.

The Opalinus claystone from shaly facies is composed of approximately 65% clay minerals (Illite (17%), illite-smectite mixed layer (10%), chlorite (8%) and Kaolinite (30%)) and 35% of non clayey minerals composed of 20% quartz, 11% carbonate (8% calcite, 1% Dolomite/ankerite, 2% Siderite), 2.5% framework silicate (albitites, K-feldspar) and small amount of pyrite (1%) and organic carbon (0.5%) (Mazurek 1999; Bossart et al. 2002; ANDRA 2005).

### 3.2 Testing device

Tests have been performed in a new hollow cylinder triaxial cell with a short drainage path specially designed to study the thermo-hydro-mechanical behavior of low permeability materials (Fig. 1a). The details of the cell are presented in Monfared et al. (2011a). Hollow cylinder samples have an internal diameter  $\varphi_{int} = 60$  mm, an external diameter  $\varphi_{ext} = 100$  mm and a height  $H = 70 - 80$  mm. Standard triaxial stress conditions are achieved by applying the same confining pressure in both the inner and outer cylindrical faces of the sample. As shown in Fig. 1a and Fig. 1b, a major advantage of this device is the enhanced drainage allowed by the geotextiles placed along the internal and external walls of the hollow cylinder sample. Geotextile bands have a height between  $H/2$  and  $H/3$  and are placed in the middle height of the sample. The drainage path is hence reduced to half the thickness of the sample (10 mm). In such conditions, Monfared et al. (2011a) showed that the time needed to resaturate an initially unsaturated Opalinus claystone sample is reduced by a factor seven compared to standard full cylinder triaxial specimen with drainage at top and bottom. The short drainage path also permits to satisfactorily achieve fully drained conditions, i.e. negligible induced excess pore pressure, during mechanical and thermal loading with faster loading rates. Another interesting feature is the possibility to perform radial permeability tests and to directly capture the effect of shear bands formed during deviatoric loading that can be a preferential hydraulic path for radial flow.

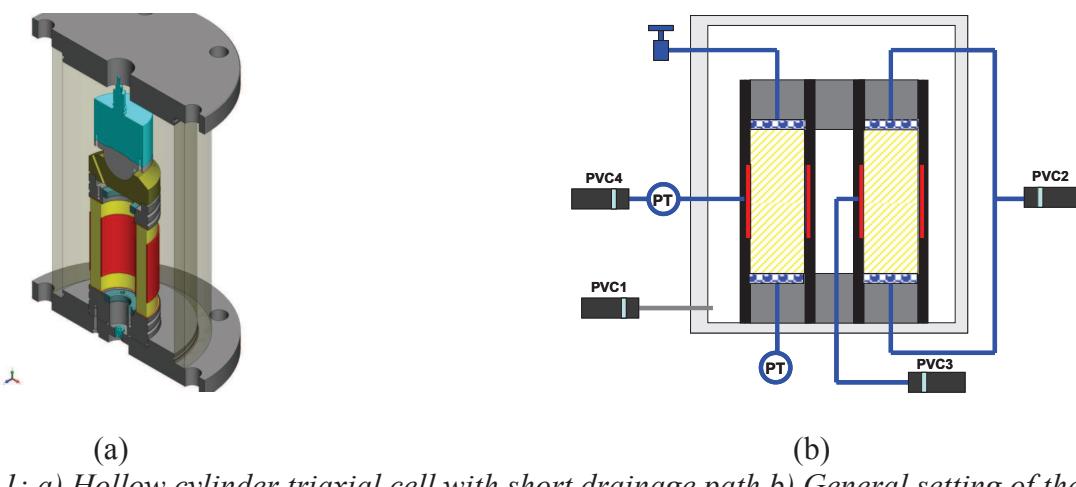


Fig. 1: a) Hollow cylinder triaxial cell with short drainage path b) General setting of the hydraulic connections

This cell is equipped with a local strain measurement system with two axial and four radial LVDT transducers. Fig. 1b shows a schematic view of the hydraulic connections between the sample, the pressure-volume controllers (PVC) and the pressure transducers (PT). The system includes a high pressure (10 MPa) pressure-volume controller (PVC1) to apply the confining

pressure in the inner and outer cell volumes. Three PVCs are used to apply and control the pore fluid pressure: PVC2 is connected to the upper and lower ends of the sample, PVC3 to the inner boundary and PVC4 to the outer boundary. The cell is also equipped with a resistive heating belt around the cell connected to a temperature regulator that ensures a precision of  $\pm 0.1^\circ\text{C}$ . Temperature is measured inside the cell close to the sample by a thermocouple. An insulating cover is put around the cell in order to limit heat exchanges with the environment.

### 3.3 Effect of the drainage system on the measured undrained parameters

Undrained conditions are applied in the laboratory tests by closing the valves at the extremity of the drainage system. Due to the compressibility and to the thermal expansion of the fluid and of the drainage system, there is some fluid exchange between the sample and the drainage system that alters the undrained condition ( $dM_w = 0$ ). Consequently the measured pore pressure is affected by the compressibility and the thermal expansion of the drainage system. A correction accounting for these effects was presented by Bishop (1976), with an extension to temperature effects recently proposed by Ghabezloo and Sulem (2009). A detailed analysis of the effect of the drainage system in the hollow cylinder triaxial on the undrained mechanical properties is presented in Monfared et al. (2010). The analysis is extended here to the effects of temperature.

The sample, the porous elements (porous disks and geotextiles) and the connecting lines are submitted to a temperature change  $\Delta T$  and a pore pressure change  $\Delta u$ . As done by Ghabezloo and Sulem (2009), the method presented by Bishop (1976) is used to decompose the problem into independent sub-problems as presented in Fig. 2.

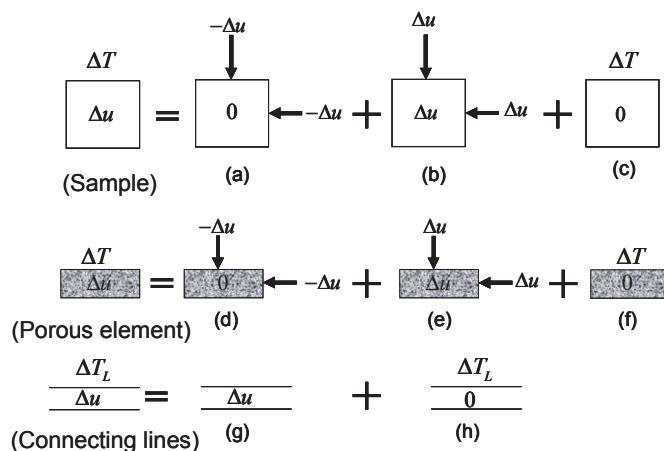


Fig. 2: Decomposition of the testing system into a porous sample, a porous element and connecting lines

The volume change of each element is written in Table 1. In this table  $V_L$  and  $c_L$  are the volume and the compressibility of the connecting lines (including the pore pressure transducers),  $\phi_e$  and  $V_e$  are the porosity and the volume of the porous element,  $c_{se}$  and  $c_{de}$  are the solid phase compressibility and the drained compressibility of the porous element,  $\alpha_{se}$  and  $\alpha_L$  are the thermal expansion coefficients of the porous element and of the connecting lines, respectively. The temperature change along the connecting lines is not homogenous because one part of the connecting lines is situated inside the cell, at the same temperature as the sample whereas another part is situated outside the cell at room temperature. Following Ghabezloo and Sulem, 2009, an equivalent temperature change ( $\Delta T_L$ ) is introduced in such a way that the volume change of the connecting lines under a homogeneous temperature change equal to  $\Delta T_L$  is the same as that induced by the real non-homogeneous temperature field.  $\Delta T_L$  is defined by a parameter  $\beta$  equal to the ratio between the temperature change of the sample  $\Delta T$  and the equivalent temperature change of the connecting lines  $\Delta T_L$ :

$$\Delta T_L = \beta \Delta T \quad (15)$$

	Volume change of constituents		Volume change of element
	Solid phase	Pore Fluid phase	
(a) Sample	$Vc_s\Delta u$	0	$Vc_d\Delta u$
(b) Sample	$-(1-\phi)Vc_s\Delta u$	$-\phi Vc_w\Delta u$	$-Vc_s\Delta u$
(c) Sample	$(1-\phi)V\alpha_s\Delta T$	$\phi V\alpha_w\Delta T$	$V\alpha_s\Delta T$
(d) Porous element	$V_e c_{se}\Delta u$	0	$V_e c_{de}\Delta u$
(e) Porous element	$-(1-\phi_e)V_e c_{se}\Delta u$	$-\phi_e V_e c_w\Delta u$	$-V_e c_{se}\Delta u$
(f) Porous element	$(1-\phi_e)V_e \alpha_{se}\Delta T$	$\phi_e V_e \alpha_w\Delta T$	$V_e \alpha_{se}\Delta T$
(g) Connecting lines		$-V_L c_w\Delta u$	$V_L c_L\Delta u$
(h) Connecting lines		$V_L \alpha_w\Delta T_L$	$V_L \alpha_L\Delta T_L$

Table 1: Variations of volume of the sample, porous element, their constituents and the connecting lines for the independent problems presented in Fig. 2.

In undrained condition, the overall volume change of the system (column 4 of Table 1) is equal to the sum of the volume change its constituents (columns 2 and 3 of Table 1). After some algebra, the following relation is obtained between the measured thermal pressurisation coefficient and the parameters of the system:

$$\Lambda^{mes} = \frac{\Delta u}{\Delta T} = \frac{\phi(\alpha_w - \alpha_s) + \frac{V_e}{V}\phi_e(\alpha_w - \alpha_{se}) + \frac{V_L}{V}\beta(\alpha_w - \alpha_L)}{S + \frac{V_e}{V}S_e + \frac{V_L}{V}(c_L + c_w)} \quad (16)$$

where  $S_e$  is the storage coefficient of the porous element:

$$S_e = c_{de} + \phi_e c_w \quad (17)$$

Comparing Eq. (12) and Eq. (16) the following form can be presented for the corrected (true) thermal pressurisation coefficient:

$$\Lambda^{cor} = \frac{\phi(\alpha_w - \alpha_s)}{S} = \frac{\Lambda^{mes}}{1 + \frac{1}{\phi V(\alpha_w - \alpha_s)} [\phi_e V_e (\alpha_w - \alpha_{se}) + \beta V_L (\alpha_w - \alpha_L) - \Lambda^{mes} (V_e S_e + V_L (c_w + c_L))]} \quad (18)$$

By considering the volumetric response of the sample, the effect of porous disk and geotextile can be superposed, Eq. (18) can be rewritten as:

$$\Lambda^{cor} = \frac{\Lambda^{mes}}{1 + \frac{1}{\phi V(\alpha_w - \alpha_s)} [\phi_p V_p (\alpha_w - \alpha_{sp}) + \phi_g V_g (\alpha_w - \alpha_{sg}) + \beta V_L (\alpha_w - \alpha_L) - \Lambda^{mes} (V_p S_p + V_g S_g + V_L (c_w + c_L))]} \quad (19)$$

where subscripts  $p$  and  $g$  concern the porous disk and the geotextile properties respectively. Once the thermal pressurisation coefficient is corrected, the measured undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u^{mes}$ ) can also be corrected from the effect of the drainage system. By considering Eq. (14) and using the following relationship between the measured thermal pressurisation coefficient ( $\Lambda^{mes}$ ) and the measured undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u^{mes}$ ):

$$\alpha_u^{mes} = \alpha_d + \Lambda^{mes} (c_d - c_s) \quad (20)$$

the following expression is obtained for the corrected undrained thermal expansion coefficient:

$$\alpha_u^{cor} = \alpha_u^{mes} - (\Lambda^{mes} - \Lambda^{cor})(c_d - c_s) \quad (21)$$

The volume of the different components of the drainages system are given in Table 2.

Drainage	$V_{drainage}$ (mm <sup>3</sup> )	$V_{porous\ element}$ (mm <sup>3</sup> )	$\phi$	$V_{connecting\ line}$ (mm <sup>3</sup> )
Lower (metallic)	13934	10053	0.22	11722
Upper (metallic)	8975	10053		6763
Outer (geotextile)	7100	5654	0.3	5403
Inner (geotextile)	3500	4241		2228

Table 2: The volume of the porous elements and connecting lines

The drained compressibility of the porous disk and the geotextile are equal to  $c_{dp} = 1.02 \text{ GPa}^{-1}$  and  $c_{dg} = 9.33 \text{ GPa}^{-1}$  respectively. The compressibility of the connecting lines ( $c_L$ ) is  $0.32 \text{ GPa}^{-1}$  (Monfared et al. 2010). To correct the effect of the drainage system during the undrained thermal tests, the parameters  $\beta$  and  $\alpha_L$  should be experimentally determined. To do so an undrained heating test is performed on a metallic sample. In this test, temperature is increased from  $27^\circ\text{C}$  to  $45^\circ\text{C}$  and the induced pore pressure in the bottom drainage of the sample is monitored by a pressure transducer (Fig. 2). The induced pore pressure can be modelled by considering a zero porosity and zero storage coefficient ( $S = 0$ ) in the metallic sample in Eq. 16 and neglecting the solid phase compressibility of the porous disk, which gives:

$$\Delta u = \frac{V_p \phi_p (\alpha_w - \alpha_{sp}) + V_L \beta (\alpha_w - \alpha_L)}{V_p (c_{dp} + \phi_p c_w) + V_L (c_L + c_w)} \Delta T \quad (22)$$

The volume of the porous disk and connected line are  $10053 \text{ mm}^3$  and  $11722 \text{ mm}^3$  respectively (Table 2). The porosity of the stainless steel porous disk ( $\phi_p$ ) is 0.22 and its thermal expansion coefficient ( $\alpha_{sp}$ ) is  $5.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . By considering the change of water thermal expansion coefficient ( $\alpha_w$ ) and water compressibility ( $c_w$ ) with temperature (Spang 2002) and considering  $\beta = 0.6$  and  $\alpha_L = 20 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ , the estimated induced pore pressure from Eq.(22) is in very good agreement with the experimental data, as shown in Fig. 3.

Considering the thermal expansion coefficient of the geotextile  $\alpha_{sg} = 23.1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ , Eq. (19) and Eq.(21) can now be used to correct the measured thermal pressurisation coefficient ( $\Lambda^{mes}$ ) and the measured undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u^{mes}$ ) during an undrained thermal test.

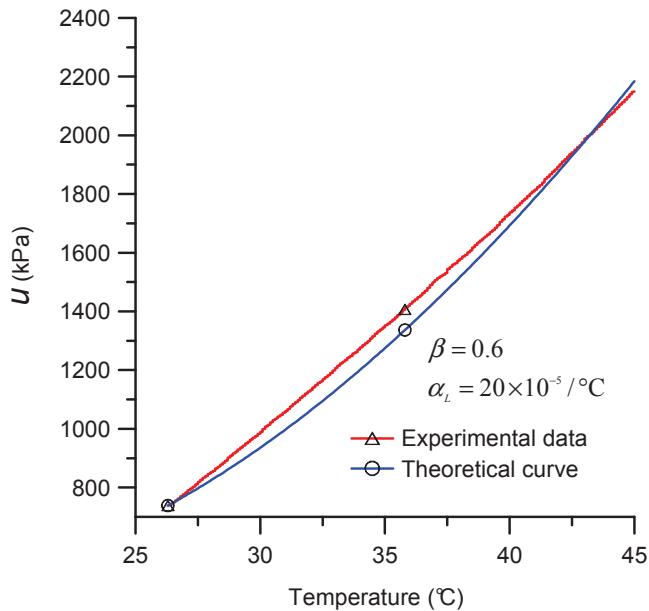


Fig. 3: Calibration test on a metallic sample for the effect of thermal expansion of the drainage system during undrained heating: Induced pore pressure in the bottom drainage by the temperature change

### 3.4 Testing program

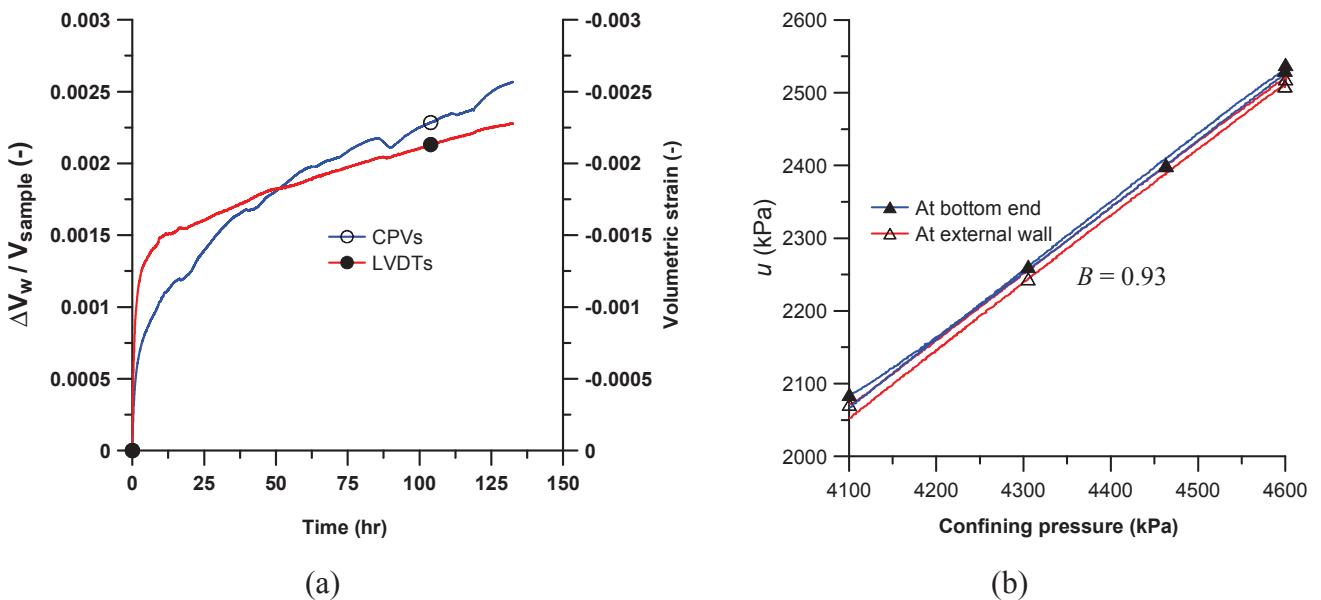
To prepare a hollow cylinder sample, the 106 mm diameter cylindrical core (slightly larger than the required 100 mm external diameter) is carefully cut at the desired length (around 72 mm) by using a hand saw. The cylinder is covered by a neoprene membrane to prevent drying and placed in a special metal mould of the same diameter in which it is firmly held. The inner hole of the sample is then cored in dry conditions by using a diamond coring bit of 60 mm diameter. Two hollow cylinder samples (TO1 and TO2) have been prepared. Both samples have been cored parallel to bedding planes because of the technical difficulty of preparing Opalinus samples with bedding planes perpendicular to the sample axis without disking.

The drained thermal behavior of Opalinus claystone is investigated on specimen TO1 by running two drained heating-cooling cycles between 25°C and 80°C. The undrained behavior is investigated on specimen TO2 through an undrained heating test from 25°C to 55°C. Both tests were run under a mean total stress and initial back pressure equal to the in-situ ones (4.1 and 2.2 MPa respectively) (Martin and Lanyon 2003).

### 3.5 Resaturation process

The initial water content of the sample is 6.5% which is smaller than the saturated water content for this clay stone (8.7% , after Muñoz 2006). In order to minimize any swelling induced damage (Mohajerani et al. 2011), sample resaturation should be performed under in-situ effective stress (Delage et al. 2007). The in-situ stress in the Mont-Terri underground

laboratory is highly anisotropic with  $\sigma_1 = 6 - 7 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_2 = 4 - 5 \text{ MPa}$  and  $\sigma_3 = 0.6 - 2 \text{ MPa}$  (after Martin and Lanyon 2003). It is obvious that such a complex anisotropic stress state can not be applied in a triaxial cell, this is why the resaturation process is performed under an isotropic stress equal to the in-situ total mean stress (4.1 MPa) and a back pressure equal to in-situ pore pressure (2.2 MPa) applied through the four drainage connections. Fig. 4a shows the water intake by the sample from different drainages during resaturation phase measured by the pressure-volume controllers as well as the sample volumetric strain deduced from the response of the LVDT transducers. Both curves exhibit a bi-linear response with a steep slope during the first 12 h. As shown in Monfared et al. 2011a, this section is related to the pore pressure diffusion inside the sample, up to reaching positive values in all points of the sample. The second part with a gentler slope indicates a continuous sample swelling and may be related to (i) the isotropic stress applied that is not exactly similar to the anisotropic in-situ stress conditions and (ii) some enhanced swelling capacity linked to some damage induced in the sample prior to testing, as shown by Mohajerani et al. 2011. After 132 hours, the Skempton coefficient is measured by running an undrained isotropic compression test in which the pressure change is monitored by the pressure transducers connected at the bottom and at the external wall of the sample. Fig. 4b shows the response of the pressure transducers for a confining pressure increase of 500 kPa. The responses of both transducers are similar, showing the homogeneity of the pore pressure field in the sample. The measured Skempton coefficient (slope of the pore pressure versus confining pressure curve in Fig. 4b) is equal to 0.93. Once corrected from the effects of the drainage system (Monfared et al. 2011a) a value of 0.95 is obtained.



*Fig. 4: a) Water intake by sample during resaturation phase from different drainages (injected by CPVs) and sample volumetric response by the local strain transducers (LVDTs) b) Undrained isotropic compression test at the end of the resaturation phase to measure the Skempton coefficient, induced pore pressure in the sample in function of confining pressure.*

This value can be compared with the theoretical expression of the Skempton coefficient for a saturated elastic material, given by:

$$B = \frac{c_d - c_s}{c_d - c_s + \phi(c_w - c_s)} \quad (23)$$

With a drained compressibility ( $c_d$ ) taken equal to  $1.85 \times 10^{-6} \text{ kPa}^{-1}$  (see 4.2.2), the solid phase compressibility equal to  $2 \times 10^{-8} \text{ kPa}^{-1}$  (Monfared et al. 2010), the water compressibility ( $c_w$ ) equal to  $4.49 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$  and the porosity equal to 0.18, the theoretical value for  $B$  is 0.96 which is quite close to the experimental one (0.95), confirming that excellent sample saturation can be achieved in very low permeability materials within a reasonable period of time thanks to the short drainage path that characterises the hollow cylinder triaxial device.

## 4 Experimental results

### 4.1 Drained thermal heating

The drained thermal behaviour of the Opalinus claystone is investigated on sample TO1 by performing two heating-cooling cycles from 25°C to 80°C. To ensure drained conditions, all the four drainage connections (top, bottom and enhanced lateral ones) should be kept open and the temperature elevation should be slow enough in order to avoid important excess thermal pore pressure inside the sample. This heating rate can be numerically estimated by solving the pore pressure diffusion equation with appropriate sample parameters and boundary conditions.

#### 4.1.1 Heating rate

A numerical analysis is performed to estimate the induced excess pore pressure in sample TO1 when the temperature is elevated at a constant rate while keeping the total stress constant ( $\Delta p = 0$ ). In an axysymmetric configuration, adapted to the cylindrical shape of the sample and considering the possible anisotropy of the permeability in axial and radial directions, the pore pressure change can be obtained from the following equation (Ghabezloo and Sulem 2009):

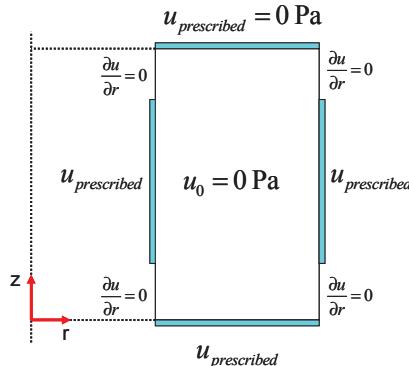
$$\frac{du}{dt} = \Lambda \frac{dT}{dt} + \frac{1}{\mu_w S} (k_r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + k_z \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) \quad (24)$$

where  $k_r$  and  $k_z$  are the radial and axial permeabilities. The radial and axial permeability values obtained from a transient permeability test run in the hollow cylinder apparatus (Monfared et al, 2011b) are equal to  $2.5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  and  $7.5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  respectively. The measured thermal pressurisation coefficient is taken equal to  $61 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$  (see section 4.2.1), an average value for temperatures between  $25^\circ\text{C}$  and  $80^\circ\text{C}$ . The storage coefficient ( $S$ ) is obtained from Eq.(10) with the parameters given in section 3.4, giving  $S = 1.91 \times 10^{-6} \text{ kPa}^{-1}$ . The water compressibility ( $c_w$ ) does not change significantly between  $25^\circ\text{C}$  and  $80^\circ\text{C}$  and an average value of  $4.43 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$  is adopted. The decrease in water viscosity with temperature is taken from Spang (2002):

$$\mu_w = 1.865 \times 10^{-7} T^2 - 3.023 \times 10^{-5} T + 1.576 \times 10^{-3} \quad (25)$$

where water viscosity ( $\mu_w$ ) is in Pa.s and temperature (T) is in degree centigrade.

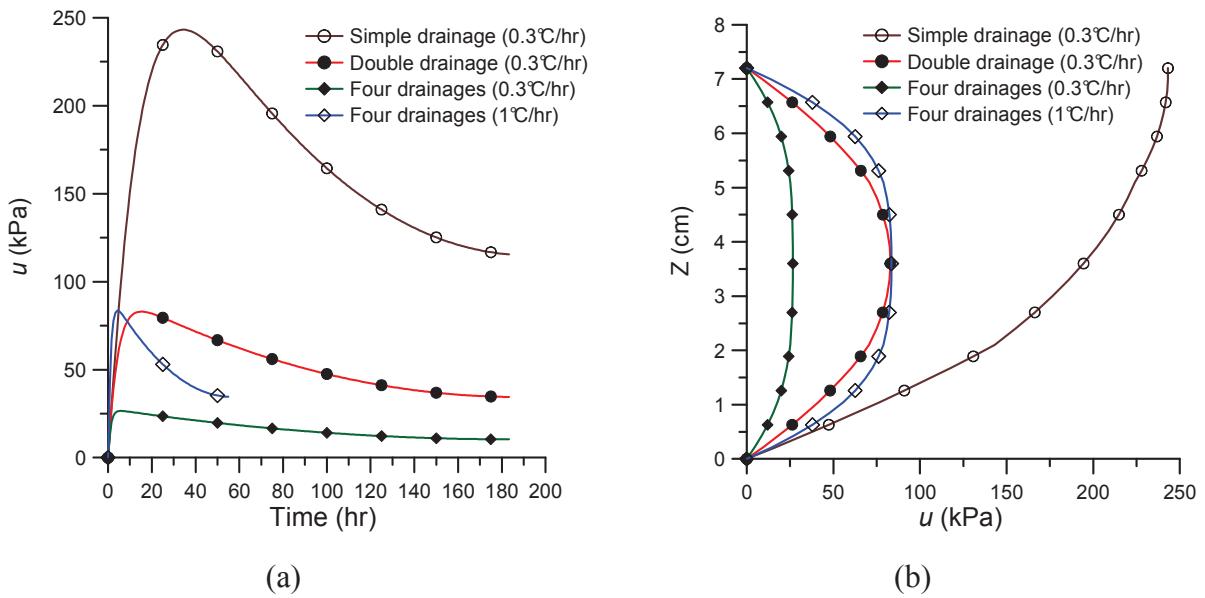
The initial and boundary conditions adopted are presented in Fig. 5. The height of the lateral drainages is equal to 30mm.



*Fig. 5: Optimization of the heating rate: Initial and boundaries conditions for the numerical simulation of drained heating*

Eq. (24) is solved numerically by using a fourth order Runge-Kutta finite differences scheme (see Monfared et al. 2010 for further details on the numerical resolution). First, a heating rate ( $\frac{dT}{dt}$ ) of  $0.3^\circ\text{C}/\text{h}$ , commonly used to perform drained heating tests in low permeability clayey material in standard triaxial cells (Sultan et al. 2002), was applied. Fig.6a shows the change of pore pressure inside the sample at the point situated at mid-height and mid-thickness as a function of time for the case of standard drainage (at one end at and both ends) and enhanced lateral drainage. All curves in Fig.6a show a maximum for the induced

pore pressure. This maximum can be explained by the competing effect of the source term (thermal pressurization) and the diffusion term (Eq.(24)). The source term is dominant before the peak of pressure whereas the diffusion term is dominant after. Fig. 6b shows the maximum calculated thermal pore pressure profile during heating from 25°C to 80°C along the sample height in half the thickness of the sample under various drainage conditions (at one end, at both ends and with enhanced lateral drainages).



*Fig. 6: Numerical analysis of induced pore pressure in the sample during a heating test for different drainage conditions a) The induced pore pressure as a function of time for different drainage conditions b) The profile of pore pressure in half of the thickness of the sample at peak pore pressure*

The results show that the maximum induced pore pressure is equal to 243 kPa with drainage at one end (simple drainage). The value decreases to 83 kPa with drainage at both ends (double drainage) and to 27 kPa when lateral drainages enhanced (four drainages). In the two latter cases the induced pore pressure can be considered as negligible (considering the sample compressibility presented in Sect. 3.5). Numerical calculations hence show that a satisfactory drained condition can be achieved by using a heating rate of 0.3°C/h with drainage at both ends. This heating rate can be increased in the hollow cylinder triaxial cell thanks to the enhanced lateral drainages. Fig. 6a and b show that with a heating rate of 1°C/h, the excess pore pressure is only 84 kPa which is negligible value as explained above. This heating rate is thus chosen to perform the drained heating test.

#### 4.1.2 Test results

Two heating-cooling cycles are performed on sample TO1. The volumetric response of the sample during this test is monitored by the response of the local strain transducers (LVDT). This direct measurement differs from the indirect evaluation of volume change from the water volume expelled from the sample (Campanella and Mitchell 1968, Baldi et al. 1988) which is strongly dependent on the nature of water (free or adsorbed) and also can be altered by microleaks at high temperature. However only the radial LVDTs can be used because they are in direct contact with the sample whereas the axial ones are fixed on a supporting ring around the sample and the measured axial strains are altered by the deformation of the supporting ring during heating. The volumetric deformation of the sample is calculated by assuming isotropic thermal expansion of the sample ( $\epsilon_V = 3\epsilon_{rad}$ ) and the response is presented in Fig. 7. It should be noted that the anisotropy of the linear thermal expansion coefficient of the Opalinus claystone reported in the literature is relatively limited. A ratio of about 1.5 is given by Gens et al. 2007 for the coefficient parallel to the bedding as compared to the one perpendicular to it. This figure shows that an initial quasi-linear expansion phase between 25 and 60°C (rate of  $5.9 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ) is followed by a transition phase and a contraction that starts at 68°C and becomes significant and linear between 70 and 83°C with a rate of  $-1 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ . During subsequent cooling, the sample quasi linearly contracts with a rate ( $6.3 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ) close to that of the first heating expansion phase ( $5.9 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ). An irreversible contraction of 0.45% is finally obtained after the first cycle. The second temperature cycle exhibits a quasi reversible linear response (with the similar rate as the first cooling phase) with a quasi-linear expansion up to 80°C followed by a parallel contraction curve when temperature is decreased.

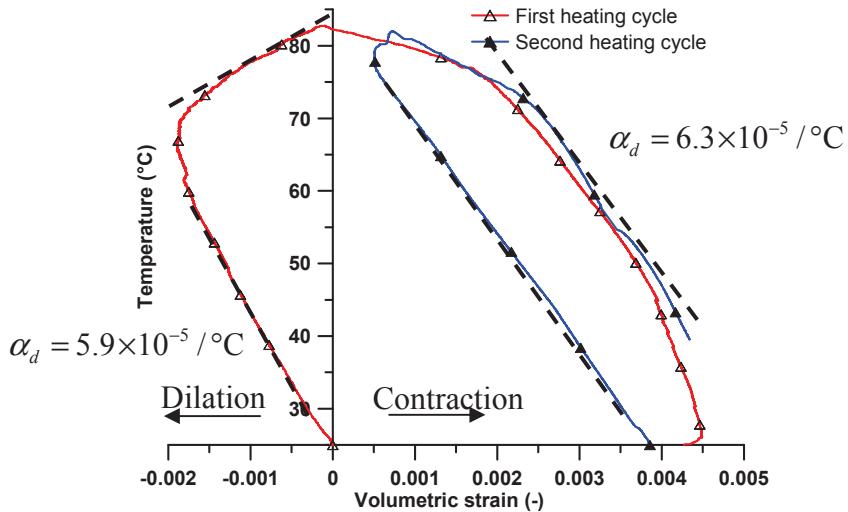


Fig. 7: Drained heating test on Opalinus claystone: Volumetric response by the local strain transducers (LVDT type) assuming isotropic response of the sample during thermal loading

#### 4.1.3 Discussion

The linear expansion coefficients of Opalinus claystone obtained by different authors and compiled by Muñoz et al. (2009) is presented in Table3. Volumetric thermal expansion coefficients are derived under the assumption of material isotropy.

In this table, most values have been obtained by back analysis from numerical simulations of in-situ thermal experiments carried out at the Mont-Terri URL, except in the case of Muñoz et al. (2009) that concerned a thermal laboratory experiment carried out in a constant volume instrumented cell (temperature and pore pressure). Note that all these experiments were carried out under unknown stress conditions. The state of stress applied during the test to the formation (that could not be measured) in the points in which the thermal parameters were deduced depends upon the thermo-mechanical processes involved during the in-situ heating tests. They depend on the geometrical 3D configuration of the experiments (complex in the case of in-situ tests), on the heating rates and on the thermo-mechanical deformation of the saturated rock (that involves the compressibility and thermal dilation coefficients of water, of the solid grains, together with the drained rock compressibility). In this regard, the parameters directly estimated from test on sample TO1 come from a well controlled homogeneous situation. Both values obtained from this test ( and ) are comparable with the values of the Table3, although somewhat higher. The good compatibility between these measurements confirms that the first expansion between 25 and 60°C and that the volume changes during the second heating-cooling phase are fully drained and of a thermo-elastic nature.

	Linear thermal expansion coefficient $^{\circ}\text{C}^{-1}$	Volumetric thermal expansion coefficient $^{\circ}\text{C}^{-1}$
Hohner and Bossart (1998)	$1.35 \times 10^{-5}$	$4.05 \times 10^{-5}$
Wileveau (2005)	$2.6 \times 10^{-5}$	$7.8 \times 10^{-5}$
Mügler et al. (2006)	$1.2 \times 10^{-5}$	$3.6 \times 10^{-5}$
Gens et al. (2007)	$1.4 \times 10^{-5}$	$4.2 \times 10^{-5}$
Jobman and Polster (2007)	$1.5 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^{-5}$
Muñoz et al. (2009)	$1.2 \times 10^{-5}$	$3.6 \times 10^{-5}$

*Table 3: Thermal expansion coefficient of Opalinus claystone, volumetric thermal expansion coefficients are obtained assuming material isotropy*

The subsequent thermal irreversible contraction is comparable to that observed in normally consolidated plastic clays (e.g. Baldi et al. 1988 and Delage et al. 2000 on Boom clay). In fine grained soils, this phenomenon is understood as a thermal consolidation of the sample which corresponds to the rearrangement of the grains after a critical temperature. It seems that the claystone has kept the memory of its maximum supported temperature like overconsolidated soils conserve the memory of the maximum supported load. The sample once heated up to 83°C after the first cycle, keeps expanding up to 80°C (the new maximum temperature supported) during the second cycle, forgetting the previous temperature threshold of 65°C. It is interesting to relate this first temperature threshold to the maximum temperature previously experienced by Opalinus clay. From geological arguments the maximum burial depth of the Opalinus Clay at Mont Terri is 1350 m (Tim Vietor, personal communication). Assuming a geothermal gradient of about 0.03°C/m, the value of 65°C appears as a plausible maximum temperature experienced by the material before our test. The observed behavior is typical of thermal hardening, with an elastic thermal expansion observed below the maximum supported temperature, followed by a plastic contraction at yielding once the maximum temperature is attained. Note that the concept of thermal yield has been described in the model developed by Cui et al. (2000) for normally and overconsolidated soils through the mobilization of a specific TY yield curve coupled to a loading yield curve similar to that developed by Hueckel and Borsetto (1990). This approach could certainly be adapted to claystone by accounting for the strong post-sedimentation diagenetic links that characterizes claystones.

The elasto-plastic dilation coefficient ( $\alpha_{_d}^{ep}$ ) of the sample can be estimated by considering the volumetric response of the sample between 68°C and 83°C during the first heating phase

which gives a value of  $-1 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ . Thus the plastic thermal expansion coefficient of Opalinus claystone is obtained from (Sulem et al. 2007):

$$\alpha_d^p = \alpha_d^{ep} - \alpha_d \quad (26)$$

which gives a value of  $-1.61 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ . The obtained plastic thermal dilation coefficient for Opalinus claystone is smaller than that for Boom clay ( $-7 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ , after Delage et al. 2000) and clayey gouge from Aigion fault ( $-3.8 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ , after Sulem et al. 2007) which confirms again the important role of post-sedimentation diagenetic link for this claystone as compared to plastic clays.

## 4.2 Undrained thermal heating

### 4.2.1 Test results

The undrained behaviour of the Opalinus claystone is investigated on sample TO2 that has been heated from  $25^\circ\text{C}$  to  $55^\circ\text{C}$  in undrained conditions starting from an initial stress state close to in-situ conditions (confining pressure and back pressure equal to 4.1 MPa and 2.2 MPa respectively). The same heating rate as in the drained test ( $1^\circ\text{C}/\text{h}$ ) has been used so as to ensure pore pressure homogeneity inside the sample. Pore pressure changes are monitored by pressure transducers at the top and at the internal wall of the sample as shown in Fig. 8. This Figure shows that the responses of both pressure transducers are similar, which confirms the good homogeneity of the pore pressure field in the sample.

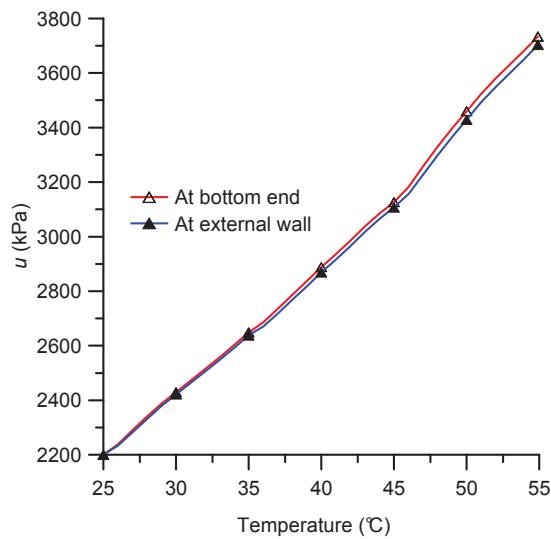


Fig. 8: Undrained heating test on Opalinus claystone sample: Induced pore pressure as a function of temperature

To account for the effects of the drainage system, the measured thermal pressurisation coefficient ( $\frac{\Delta u}{\Delta T}$ ) is estimated from the slope of the pore pressure change at each point. The value is then corrected by applying Eq. (19) and the corrected pore pressure change values are obtained from the corrected thermal pressurisation coefficient evaluated at each step ( $u_{T_{i+1}} = u_{T_i} + \Lambda_{T_{i+1}}^{cor} (T_{i+1} - T_i)$ ). This curve is plotted in Fig. 9. The sample volume change during this test is measured by the LVDTs and is plotted in Fig. 10. This response must also be corrected to account for the effect of the drainage system as suggested by Eq.(21). The procedure previously used for the pressure curve is used for the volumetric strain curve and the corrected curve is also plotted in Fig. 10.

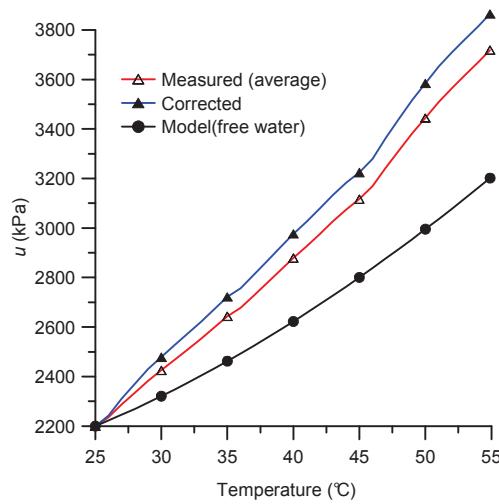


Fig. 9: Correction of the pore pressure measurement to account for the effect of the drainage system, Calculated induced pore pressure by considering the free water thermal expansion

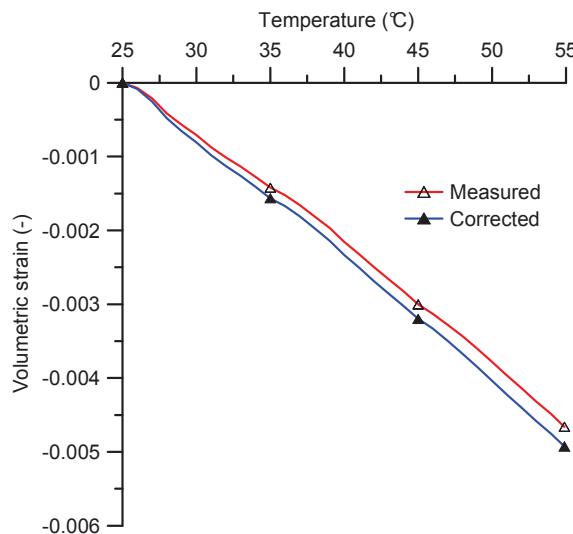


Fig. 10: Volumetric response of the sample during the undrained heating test and corrected data by considering the effect of the drainage system

The thermal pressurisation coefficient ( $\Lambda$ ) and the undrained thermal expansion coefficient ( $\alpha_u$ ) of the Opalinus claystone are obtained from the slopes of the corrected curves presented in Figs. 9 and 10 respectively, after fitting the curves with a second order polynomial (Fig. 11). The figure shows that the thermal pressurisation coefficient increases from  $44.5 \text{ kPa}/\text{°C}$  to  $65.9 \text{ kPa}/\text{°C}$  and the undrained thermal expansion coefficient increases from  $1.46 \times 10^{-4} / \text{°C}$  to  $1.81 \times 10^{-4} / \text{°C}$ .

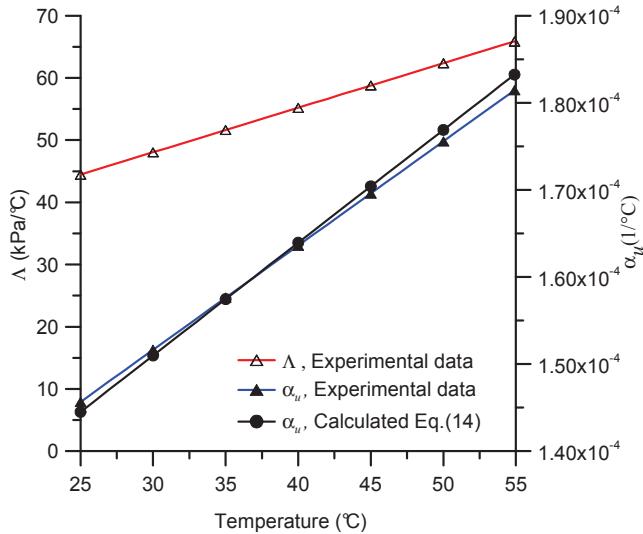


Fig. 11: Thermal pressurisation ( $\Lambda$ ) and undrained thermal expansion ( $\alpha_u$ ) coefficient of Opalinus claystone

#### 4.2.2 Discussion

The experimental results show an increase of the undrained thermal expansion coefficient with temperature. Considering Eq. (14) this increase can be attributed to the increase of the thermal pressurisation coefficient with temperature. Note that the drained compressibility ( $c_d$ ) does not change with temperature as shown in Campanella and Mitchell (1968) and the solid phase compressibility ( $c_s$ ) is also assumed to be constant. By considering a value of  $1.85 \times 10^{-6} \text{ kPa}^{-1}$  for the drained compressibility and using the obtained experimental value for thermal pressurisation coefficient, the undrained thermal expansion coefficient (Eq. (14)) can be evaluated. As shown in Fig. 11, the experimental values and the theoretical ones are compatible. The compatibility of the theoretical and experimental values confirms the validity of the thermo-poro-elasticity assumption within the applied temperature range. Note that the maximum temperature in this test ( $55^\circ\text{C}$ ) is below  $65^\circ\text{C}$  which is seen as the threshold between thermo-elastic and thermo-plastic response.

The increase of the thermal pressurisation coefficient ( $\Lambda$ ) with temperature can be linked to the increase of the thermal expansion of water ( $\alpha_w$ ) with temperature (Eq. (12)). The induced pore pressure in the sample is first evaluated by considering the thermal expansion of pore water as the one of free pure water. Figure 9 clearly shows that by considering the thermal expansion of free pure water the evaluated induced pressure is lower than the measured one. Thus, in order to reproduce the experimental data the pore water thermal expansion should be higher than free pure water. Baldi et al. (1988) have shown that the experimental results of thermal tests on low porosity clays could not be modeled by considering the free water thermal expansion coefficient. These authors proposed to explain this difference by considering a double porosity model and assuming that the water layer in the vicinity of clay plate is under a higher pressure than that of free water. They showed that below than 40°C the thermal expansion of water in low porosity clay is higher than that of free water but the rate of increase of the thermal expansion with temperature in these materials is lower. Another possible reason for the higher thermal expansion coefficient of water in materials with small pores is given by Xu et al. (2004). These authors show that the water when confined in the nanopores of porous silica glasses has a higher thermal expansion coefficient compared to that of free water. Based on experimental results, a higher thermal expansion coefficient of the pore water in cementitious materials is also evidenced by Valenza et al. (2005) and Ghabezloo et al. (2009). It is shown that this anomaly of the thermal behavior of water confined in nanopores is significant when the pore size is smaller than 15 nm (Valenza et al. 2005). Regarding the pore size distribution of Opalinus claystone (Muñoz 2006), around 50% of the pores have a diameter smaller than 15 nm. Thus this important fraction of small pore size is probably the main reason of the higher thermal expansion coefficient of the Opalinus claystone pore water. We note that also the Opalinus claystone water is of marine origin and the concentration of the ions such  $\text{Na}^+$  (0.169 mol/l) and  $\text{Cl}^-$  (0.16 mol/l) is important in this water (Pearson 2002). The presence of ions can also increase the thermal expansion of water as discussed by Ghabezloo et al. (2009).

The thermal expansion of Opalinus claystone water can be back analyzed from the results of the undrained tests by using the following relation:

$$\alpha_w = \alpha_s + \frac{\alpha_u - \alpha_d}{\phi B} \quad (27)$$

The thermal dilation of the solid phase can be estimated as an average of the thermal dilation of the minerals which gives a value of  $3 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . The Skempton coefficient is taken equal

to 0.95 (see section 3.5). Figure 12 shows the estimated thermal expansion coefficient of Opalinus claystone from Eq. (27) and that of free water as well as the thermal expansion of cement paste pore water (Ghabezloo et al. 2009) and pore water confined in 7 nm pores of silica gel (Xu et al. 2009). The estimated thermal expansion of Opalinus pore water is relatively higher than the others which is probably related to the important fraction of nano pores in this claystone. The increasing rate of the thermal expansion of Opalinus pore water is slightly lower than that of free water.

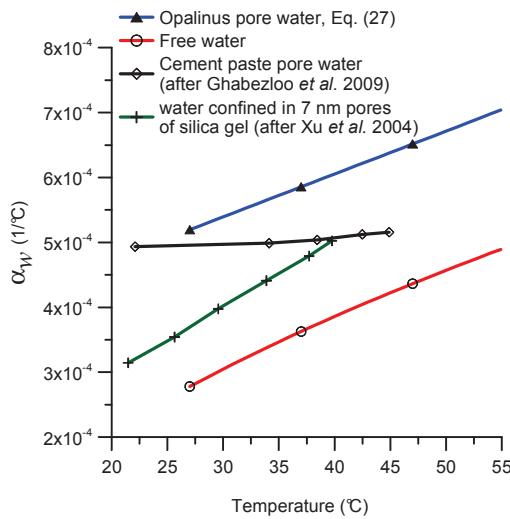


Fig. 12: Estimation of the thermal expansion coefficient of Opalinus claystone water

## 5 Conclusion

In this study the thermal properties of saturated Opalinus claystone in drained and undrained condition have been investigated through laboratory tests performed in a new triaxial cell with short drainage path (10 mm). Two samples of Opalinus claystone have been resaturated under an isotropic stress state equivalent to the effective in-situ one in order to minimize swelling and induced damage during the resaturation phase. Two drained heating-cooling cycles have been performed with a slow rate of  $1^{\circ}\text{C}/\text{h}$  and it is shown through a numerical analysis that this rate is sufficiently slow to ensure negligible excess pore water pressure in the sample. The volumetric response of the sample during the first cycle presents a thermo-elasto-plastic response with sample dilation up to  $65^{\circ}\text{C}$  followed by sample contraction up to  $83^{\circ}\text{C}$ . During the cooling phase of the first cycle and also the second heating-cooling cycle a quasi elastic behavior of the sample has been observed which confirms thermal hardening of the sample. Interestingly, the temperature threshold of  $65^{\circ}\text{C}$  is a plausible value for the maximum temperature previously experienced by Opalinus claystone during geological burial up to 1350 m.

The undrained behavior of the sample is investigated on the second sample. It was shown that the temperature increase in undrained condition induces an excess pore pressure in the sample. The similarity of the responses of both pressure transducers proves the homogeneity of the pressure in the sample. The obtained thermal pressurization coefficient and undrained thermal expansion coefficient are compatible regarding a thermo-poro-elasticity framework. The induced pore pressure in the sample cannot be modeled by the thermal expansion of free pure water and the back analysis of the test results show a higher thermal expansion coefficient for pore water in Opalinus claystone.

### **Acknowledgements**

The authors wish to acknowledge the financial support provided by the European project TIMODAZ (F16W-CT-2007-036449 coordinated by EURIDICE, Dr. Li Xiang-Ling) and by NAGRA for this research. Dr. T Vietor, from NAGRA, is also acknowledged for providing the samples of Opalinus claystone and for fruitful discussions. They also wish to thank the technical team of Navier/CERMES (Ecole des ponts ParisTech) for its assistance in the experimental work and Prof. Y.J. Cui and Dr. S. Ghabezloo for stimulating discussions.

### **References**

- ANDRA. Dossier 2005, Référentiel du site Meuse/Haute Marne. Tome 2; Report CRPADS040022\_B
- 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
- Bastiaens W, Bernier F, Li XL (2007) SELFRAC: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. J Physics and Chemistry of the Earth 32:600-615
- Bishop AW (1976) Influence of system compressibility on observed pore pressure response to an undrained change in stress in saturated rock. Géotechnique 26(2):371-375
- Bossart P, Meier PM, Moeri A, Trick T, Mayor JC (2002) Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus claystone of the Mont-Terri Rock Laboratory. Engineering Geology 66: 19-38
- Campanella RG, Mitchell JK (1968) Influence of temperature variations on soil behavior. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers 94, No SM3:709-7342
- Coussy O (2004) Poromechanics, John Wiley & Sons
- Cui YJ, Sultan N, Delage P (2000) A thermomechanical model for saturated clays. Canadian Geotechnical Journal 37:607–620.
- Delage P, Le TT, Tang AM, Cui YJ, Li XL (2007) Suction effects in deep Boom clays samples. Géotechnique 57(2):239-244

- Delage P, Sultan N, Cui YJ (2000) On the thermal consolidation of Boom Clay. Canadian Geotechnical Journal 37:343–354
- Ghabezloo S, Sulem J, Saint-Marc J (2009) The effect of undrained heating on a hardened cement paste. Cement and Concrete Research 39(1):54-64
- Ghabezloo S, Sulem J (2010) Effect of the volume of the drainage system on the measurement of undrained thermo-poro-elastic parameters. Int J Rock Mech Min Sci 47: 60-68
- Gens A, Vaunat J, Garitte B, Wileveau Y (2007) In situ behavior of a stiff layered clay subject to thermal loading: observations and interpretation. Géotechnique 57(2):207–228.
- Hohner M, Bossart P (1998) Geological, mineralogical, geochemical, geomechanical and hydraulic parameters of Opalinus Clay derived by in-situ and laboratory experiments, Mont Terri Technical Note 98-49. Berne: Geotechnical Institute Ltd
- Hueckel T, Borsetto M (1990). Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations. Journal of Geotechnical Engineering 116(1): 1765-1777.
- Hueckel T, Pellegrini R (1991) Thermoplastic modeling of undrained failure of saturated clay due to heating. Soils and Foundations 31(3):1-16
- Jobmann M, Polster M (2007) The response of Opalinus claystone due to heating: A combined analysis of in situ measurement, laboratory investigations and numerical calculatios. Physics and Chemistry of the earth 32(8-14):929-936
- Kull H, Jockwer N, Zhang CL, Wileveau Y, Pepa S (2007) Measurement of thermally-induced pore-water pressure increase and gas migration in the Opalinus Clay at Mont Terri. Physics and Chemistry of the Earth 32:937–946
- Martin CD, Lanyon GW (2003) Measurement of in-situ stress in weak rocks at Mont Terri Rock Laboratory, Switzerland. Int J Rock Mech Min Sci 40(7-8):1077–1088
- Mazurek M (1999) Mineralogy of the Opalinus clay. In: Thury M, Bossart, P. (Eds.), Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments, Performed in 1996 and 1997. Swiss National Geological and Hydrogeological Survey. Geological Report 23:15– 18
- McTigue DF (1986) Thermoelastic response of fluid-saturated porous rock, Journal of Geophysical Research 91(B9):9533-9542
- Mohajerani M, Delage P, Monfared M, Sulem J, Tang AM, Gatmiri B (2011) Oedometric compression and swelling behavior of the Callovo-Oxfordian argillite. Int. J. Rock Mech. and Mining Sci 48(4):606-615
- Monfared M, Delage P, Sulem J, Mohajerani M, Tang AM, De Laure E (2011a) A new hollow cylinder triaxial cell to study the behavior of geomaterials with low permeability. Int. J. Rock Mech. and Mining Sci. 48(4):637-649
- Monfared M, Sulem J, Delage P, Mohajerani M (2011b) Reactivation of a shear band by thermal pressurization of pore water in a saturated clay. Journal of Engineering Geology, Submitted

- Monfared M (2011) Couplages température-endommagement-perméabilité dans les sols et les roches argileux. PhD thesis, Université Paris-Est, Ecole des Ponts ParisTech: 210p
- Mügler C, Filippi M, Montarnal Ph, Martinez JM, Wileveau Y (2006) Determination of the thermal conductivity of Opalinus claystone via simulations of experiments performed at the Mont Terri underground laboratory. *Journal of Applied Geophysics* 25:112-129
- Muñoz JJ (2006) Thermo-Hydro-Mechanical analysis of soft rock application to a large scale heating test and large scale ventilation test. PhD thesis, University Politecnica de Catalunya: 246 p
- Muñoz JJ, Alonso EE, Lloret A (2009) Thermo-hydraulic characterisation of soft rock by means of heating pulse tests, *Géotechnique* 59(4): 293-306
- Nagra (2002) b: Calculations of the Temperature Evolution of a Repository for Spent Fuel, vitrified high-Level Waste and Intermediate Level Waste in Opalinus claystone. Nagra Technischer Bericht NTB 01-04, 28p
- Pearson FJ, Arcos D, Bath A, Boisson JY, Fernandez AM, Gäßler HE, Gaucher E, Gautschi A, Griffault L, Hernan P, Waber HN (2003). Mont Terri Project- Geochemistry of water in the Opalinus claystone formation at the Mont Terri rock laboratory. Reports of the FOWG, Geology Series - N°5
- Rice JR (2006) Heating and weakening of faults during earthquake slip, *Journal of Geophysical Research* 111: B05311
- Spang B (2002) Excel Add-In for Properties of Water and Steam in SI-Units. <http://www.chereresources.com/iapwsif97.shtml>
- Sulem J, Lazar P, Vardoulakis I (2007) Thermo-poro-mechanical properties of clayey gouge and application to rapid fault shearing. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 31 (3):523–540
- Sultan N, Delage P, Cui YJ (2000) Comportement thermomécanique de l'argile de Boom. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, Series IIB, Mechanics* 328(6):457-463
- Thury M, Bossart P (1999) The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation, in Switzerland. *Engineering Geology* 52:347–359
- Valenza JJ, Scherer GW (2005) Evidence of anomalous thermal expansion of water in cement paste. *Cement and Concrete Research* 35:57–66
- Wileveau Y (2005). THM behavior of host rock (HE-D) experiment: Progress report. Part 1, Technical Report TR 2005-03. Mont Terri Project
- Xu S, Simmons GC, Scherer GW (2004) Thermal expansion and viscosity of confined liquids, *Mat. Res. Soc. Symp. Proc.*, vol. 790, Materials Res. Soc, Warrendale: P6.8.1–P6.8.7
- Zhang CL, Rothfuchs T, Su K, Hoteit N (2007) Experimental study of the thermo-hydro-mechanical behavior of indurated clays. *Physics and Chemistry of the earth* 32(8-14):957-965

## 4.4 Résultats des essais déviatoriques sur l'argile à Opalinus

Dans cette partie on présente les résultats des essais déviatoriques réalisés sur les échantillons TO1, TO2 et TO3. Les échantillons TO1 et TO2 ont été cisaillés suivant un chemin classique non drainé tandis que l'échantillon TO3 a été cisaillé suivant un chemin drainé. Les déformations des échantillons ont été enregistrées par les capteurs de déformations locales (LVDT) et le déplacement du piston est enregistré par un comparateur. Tous les essais sont réalisés à déformation contrôlée avec une vitesse de chargement d'environ  $5 \mu\text{m}/\text{min}$ . Le changement de pression interstitielle dans l'échantillon est mesuré par deux capteurs de pression connectés aux drainages du haut et de la paroi interne de l'échantillon.

### 4.4.1 Echantillon TO1

L'échantillon TO1 est cisaillé suivant un chemin non drainé. La pression de confinement appliquée sur l'échantillon est de 4100 kPa et la pression interstitielle initiale est égale 2200 kPa. La Figure 4-12a présente l'évolution du déviateur ( $q$ ) en fonction de la déformation moyenne axiale ( $\epsilon_{axial}$ ) pour l'échantillon TO1. Un pic de déviateur est observé à 4530 kPa ce qui correspond à une déformation axiale de 1%. La déformation volumique de l'échantillon pendant cet essai montre un comportement contractant de l'échantillon jusqu'au pic suivi par un comportement dilatant qui est dû probablement à la formation d'une bande de cisaillement, Figure 4-12b.

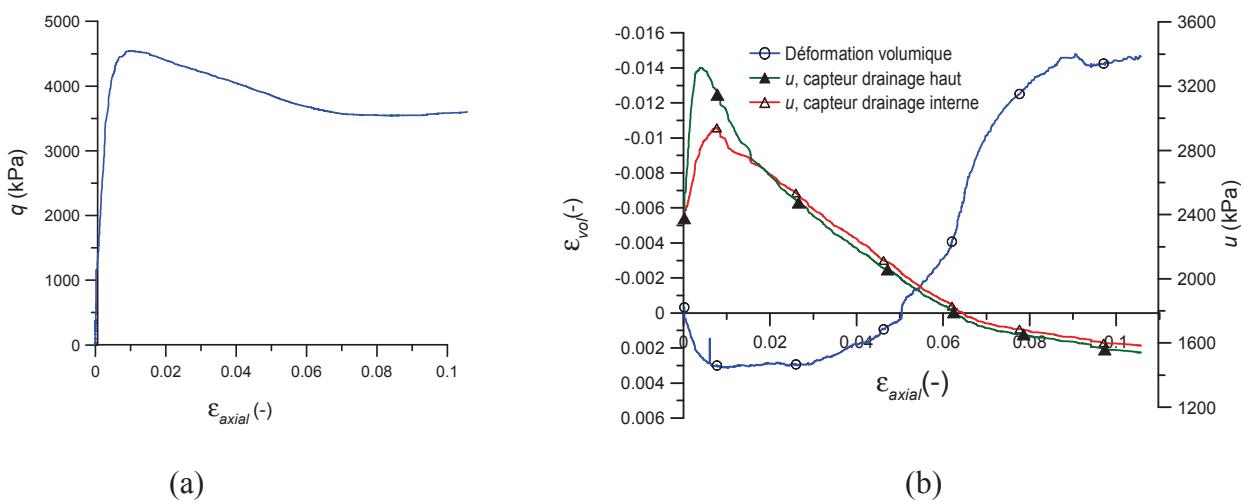


Figure 4-12 : Essai déviatorique non drainé sur l'échantillon TO1 a)  $q - \epsilon_{axial}$  b)  
Déformation volumique et surpression engendrée dans l'échantillon

L'évolution de la pression interstitielle dans l'échantillon est corrélée à la déformation volumique de l'échantillon (Figure 4-12b), et montre une augmentation de la pression interstitielle pendant la phase contractante et une diminution pendant la phase dilatante. On observe un décalage entre la réponse du capteur de pression connecté au drainage du haut et celui connecté au drainage de la paroi interne. Ce décalage commence dès le début de l'essai et atteint un maximum au pic de déviateur. Après le pic, ce décalage diminue et il devient négligeable à 1,8% de déformation axiale. La réponse plus importante du capteur de pression connecté au drainage du haut est probablement attribuée à la création d'une surpression dans la pierre poreuse supérieure (à cause de sa déformabilité) pendant la mise en contact avec le piston. L'effet de ce contact devient moins important pendant la période post-pic et on observe l'homogénéisation de la pression entre deux capteurs. On peut donc admettre que la réponse du capteur connecté au drainage de la paroi interne qui n'est pas affectée par le piston donne une évaluation fiable du changement de pression à l'intérieur de l'échantillon.

#### 4.4.2 Echantillon TO2

L'échantillon TO2 est aussi cisailé suivant un chemin non drainé comme l'échantillon TO1 avec le même état de contrainte de confinement et la pression interstitielle initiale. Les courbes  $q-\varepsilon_{axial}$  et  $\varepsilon_{vol}-\varepsilon_{axial}$  sont présentées sur la Figure 4-13.

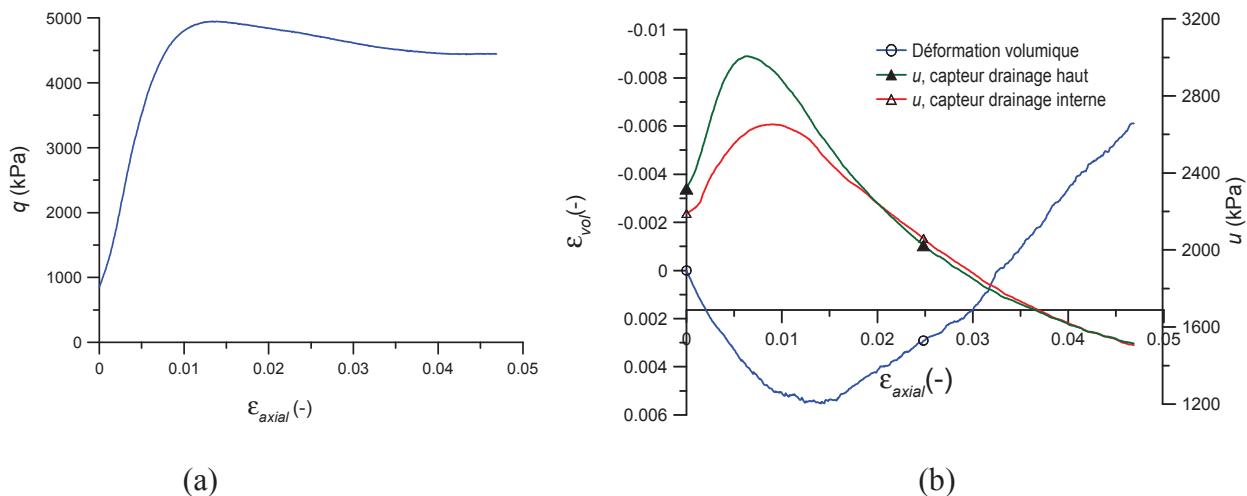


Figure 4-13 : Essai déviatorique non drainé sur l'échantillon TO2 a)  $q-\varepsilon_{axial}$  b) déformation volumique et la surpression engendrée dans l'échantillon

A cause d'un problème expérimental la réponse de l'échantillon a été perturbée avant 854 kPa du déviateur. Le déviateur maximum obtenu pour cet essai est de 4949 kPa, une valeur légèrement supérieure à celle obtenue sur l'échantillon TO1 (4530 kPa). La réponse de

l'évolution de la pression interstitielle est aussi similaire à celle observée sur l'échantillon TO1.

#### 4.4.3 Echantillon TO3

L'échantillon TO3 a été cisaillé suivant un chemin drainé classique. La pression de confinement et la contre pression ont été fixées à 4100 kPa et à 2200 kPa. Les quatre drainages ont été ouverts pour assurer la condition drainée. L'évolution du déviateur ainsi que la déformation volumique de l'échantillon sont présentées sur la Figure 4-14.

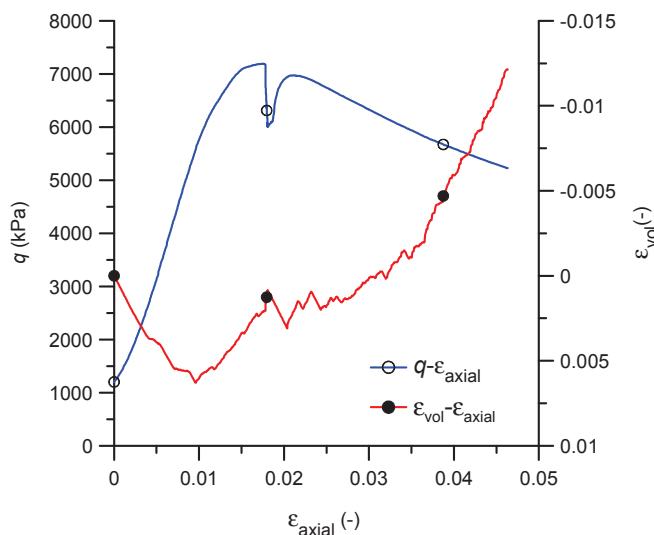


Figure 4-14 : Essai déviatorique drainé sur l'échantillon TO3

La Figure 4-14 montre qu'à 1,8% de déformation axiale, le déviateur atteint à sa valeur maximale (7191 kPa). Le comportement volumique de l'échantillon montre une phase de contractante jusqu'à 1% de déformation axiale suivie par une phase de dilatante.

#### 4.4.4 Conclusion sur les essais déviatoriques

La Figure 4-15 montre les résultats des chemins de contraintes des trois essais déviatoriques dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ). Sur cette figure, différentes enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb obtenues par Kharchafi et Descoeuilles (1995), Bock (2001), et Coll (2005) sont également reportées. La direction de litage des échantillons n'a pas été précisée dans l'étude de Kharchafi et Descoeuilles (1995) mais les échantillons testés par Bock (2001) et Coll (2005) ont le plan de litage parallèle à l'axe de l'échantillon. Il faut noter que la teneur en eau des échantillons testés par ces auteurs varie entre 4% et 8.5%. L'enveloppe de rupture de nos trois essais calée avec un critère de Mohr-Coulomb donne une cohésion de 750 kPa et un angle de frottement de 36°. Ces résultats peuvent être comparés à ceux de Bock (2001) qui

donne une cohésion de 2200 kPa et un angle de frottement de 25° ainsi qu'à ceux de Kharchafi et Descoedres (1995) (la cohésion de 750 kPa, l'angle de frottement de 25°) et de Coll (2005) (la cohésion de 2200 kPa et l'angle de frottement de 36°).

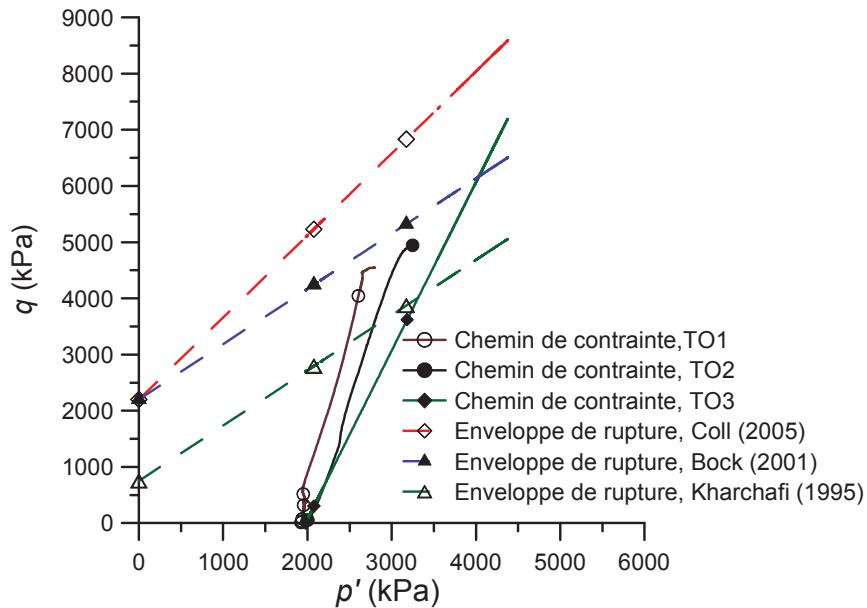


Figure 4-15 : Essais triaxiaux sur l'argile à Opalinus

On observe donc une certaine dispersion des résultats sur la résistance de ce matériau. Cette dispersion peut être attribuée à l'effet de la teneur en eau initiale de l'échantillon. Bock (2001) et Martin et Lanyon (2003) ont montré la forte dépendance de la résistance au cisaillement et de la résistance à la compression simple de l'argile à Opalinus à la teneur en eau initiale des échantillons. Ainsi il faut noter que, dans plupart des essais présentés dans la bibliographie, la notion de la pression interstitielle est absente [Coll 2005]. Le calage d'un critère de Mohr Coulomb linéaire est aussi influencé par la gamme de contraintes considérée. Les enveloppes de rupture proposées par Hunsche *et al.* (2004) montrent une décroissance de l'angle de frottement à forte contrainte moyenne qui peut être représentée par un critère non linéaire de type parabolique (par exemple un critère de Hoek et Brown). La contrainte déviatorique maximale obtenue dans notre étude est plus faible que celle obtenue par les auteurs mentionnés plus haut. Cette faible résistance peut être attribuée à la bonne saturation des échantillons, l'endommagement plus important de l'échantillon cylindrique creux de l'argile à Opalinus par rapport à celui d'un cylindre plein classique ainsi qu'à l'effet de poinçonnement de l'embase à cause du diamètre plus grand que prévu des carottes fournies.

Figure 4-16 présente les photographies des échantillons à la fin des essais. On observe que les bandes de cisaillement dans les échantillons sont influencée par la direction du plan de litage.

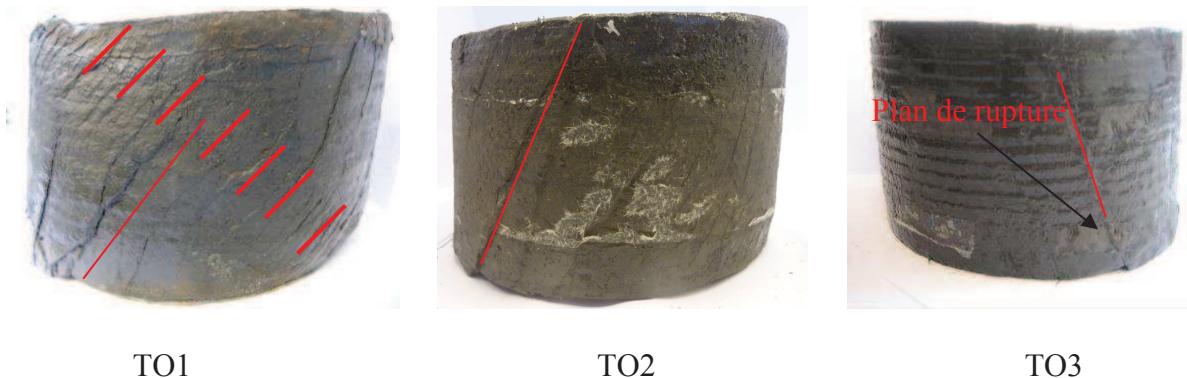


Figure 4-16 : Echantillons cisaiés d'argile à Opalinus

## 4.5 Evolution de perméabilité sous chargement thermo-mécanique

Comme il a été expliqué dans la section 4.2.2, différentes mesures de perméabilité ont été réalisées après des étapes de chargement mécanique et thermique afin d'étudier l'effet de l'endommagement et de la température sur la perméabilité de l'argile à Opalinus. La perméabilité a été évaluée par la méthode transitoire présentée dans le chapitre 3 (Ghabezloo *et al.* 2009). Dans cette partie l'évolution de la perméabilité sous l'effet, du chargement thermique en condition isotrope, du chargement déviatorique et de la température sur l'échantillon endommagé par déviateur sera présentée.

### 4.5.1 Effet du chargement thermique (condition isotrope)

Des essais de perméabilité ont été réalisés avant et après deux cycles thermiques (25-80°C) sur l'échantillon TO1. Dans ces essais la surpression engendrée par la compression non drainée de l'échantillon est dissipée en ouvrant les drainages du bas et de la paroi externe de l'échantillon. Les conditions initiale et aux limites de cet essai de perméabilité sont présentées sur la Figure 4-17. L'évolution de la pression pendant la phase de dissipation est enregistrée par deux capteurs de pression connectés aux drainages du haut et de la paroi interne de l'échantillon. Le volume sortant de l'échantillon pendant cette phase est enregistré par les PVCs connectés aux drainages du bas et de la paroi externe de l'échantillon. La Figure 4-18 présente la dissipation de la pression dans l'échantillon pour deux mesures de perméabilité (avant et après les cycles thermiques) et la Figure 4-19 présente le volume d'eau sortant de l'échantillon pendant cette phase. D'après la Figure 4-18, les deux capteurs de pression montrent une dissipation plus rapide de la pression pendant l'essai de perméabilité après les cycles thermiques, en revanche le volume d'eau sortant par les parois de l'échantillon est

moins important pour cet essai. L'ensemble de ces données mettent en évidence que l'échantillon s'est rigidifié (diminution de la compressibilité) pendant les cycles thermiques. Ce phénomène peut être expliqué par la compaction irréversible de l'échantillon au cours de ces cycles thermiques qui est environ de 0,45% ce qui correspond à une diminution de porosité de 0,375% (Voir la section 4.3).

La modélisation de ces essais de perméabilité, présentés dans l'annexe 2, montrent une diminution de perméabilité radiale et axiale de l'échantillon de  $6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  à  $2,3 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  et de  $5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  à  $2 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  respectivement. Le coefficient d'emmagasinement de l'échantillon diminue de  $5,02 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$  à  $2,22 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$ , ce qui confirme la diminution de la compressibilité de l'échantillon.

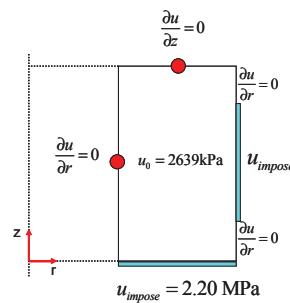


Figure 4-17 : Conditions initiale et aux limites des essais de perméabilité sur l'échantillon TO1

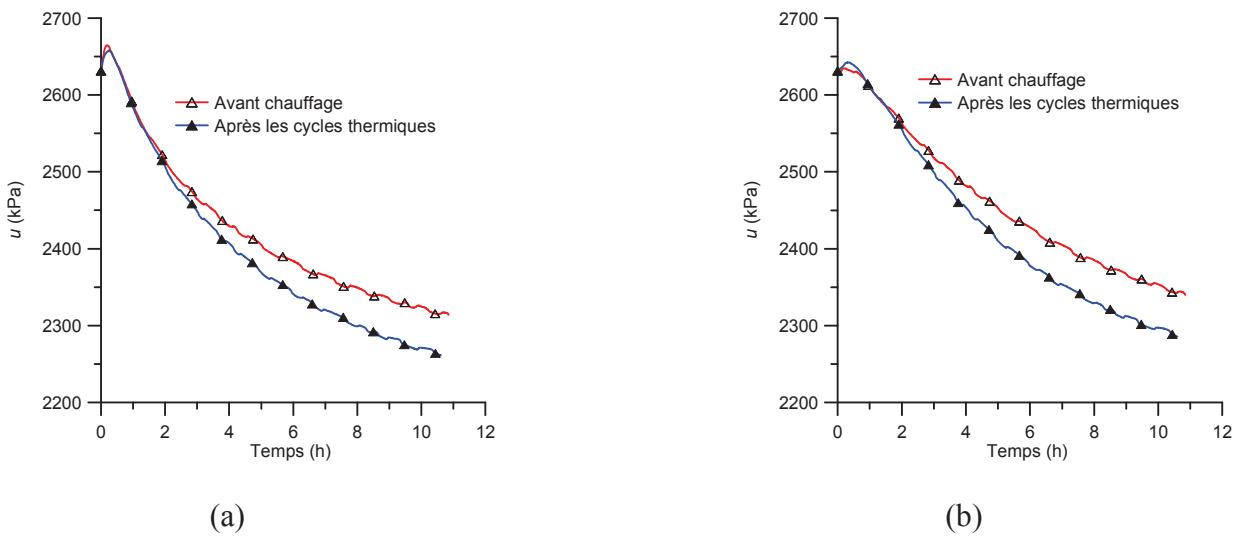


Figure 4-18 : Dissipation de la surpression engendrée par un essai de compression non drainé a) Capteur de pression connecté au drainage de la paroi interne b) Capteur de pression connecté au drainage du haut de l'échantillon

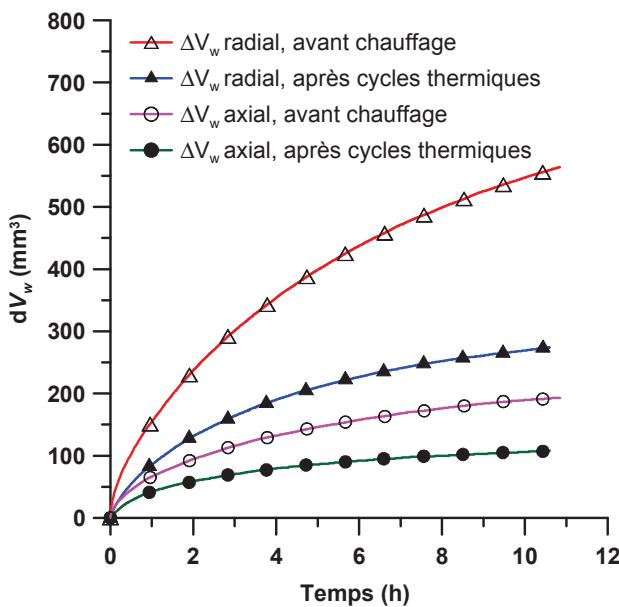


Figure 4-19 : Volume d'eau sortant de l'échantillon par la paroi externe (radial) et par le bas (axial) de l'échantillon pour deux essais de perméabilité avant et après les cycles thermiques sur l'échantillon TO1

Ces essais montrent l'importance de modéliser simultanément le volume sortant de l'échantillon et l'évolution de la surpression interstitielle. Si on modélise juste l'évolution de la pression dans l'échantillon en considérant un coefficient d'emmagasinement constant, ces essais montrent une augmentation de la perméabilité après les cycles thermiques (une dissipation plus rapide de la pression interstitielle) ce qui n'est pas acceptable en considérant la compaction de l'échantillon après les cycles thermiques.

#### 4.5.2 Effet du chargement déviatorique

Afin d'étudier l'effet de l'endommagement engendré par la contrainte déviatorique sur la perméabilité d'argile à Opalinus, des essais de mesure de perméabilité ont été réalisés avant et après le chargement déviatorique sur les échantillons TO1, TO2 et TO3. Les résultats expérimentaux ainsi que la modélisation de ces résultats sont présentés dans l'annexe 2. Le Tableau 4-5 récapitule les résultats de ces essais. Dans ce tableau le changement de porosité de l'échantillon dû au chargement déviatorique a été également présenté.

Echantillon	Avant cisaillement			Après cisaillement			
	$k_r \times 10^{-20} \text{ m}^2$	$k_z \times 10^{-20} \text{ m}^2$	$S \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$	$k_r$	$k_z$	$S$	$\Delta\phi(\%)$
TO1	2,3	2	2,22	6	4	3,02	-0,258
TO2	5	5	1,90	2,5	2	2,30	-0,453
TO3	2,5	7,5	1,92	1	4	1,72	-0,521

Tableau 4-5 : Effet de cisaillement sur la perméabilité d'argile à Opalinus

Les mesures de perméabilité sur l'échantillon TO2 et TO3 montrent une diminution de perméabilité après le cisaillement. La diminution de perméabilité de ces échantillons peut être attribuée à la compaction pendant l'essai de cisaillement (0,55% soit -0,453% de changement de porosité pour l'échantillon TO2 et 0,63% soit -0,521% de changement de porosité pour l'échantillon TO3). Ces résultats sont compatibles avec les résultats obtenus sur l'argile de Boom présentés dans le chapitre 3. En revanche, les mesures de perméabilité sur l'échantillon TO1 montrent une augmentation de la perméabilité de l'échantillon (2,6 fois dans la direction radiale et 2 fois dans la direction axiale) alors que cet échantillon montre aussi une compaction de 0,31% soit -0,258%. Il est cependant possible que ce dernier résultat ne reflète pas le comportement intrinsèque du matériau. En effet, après l'essai déviatorique et la mesure de perméabilité sur l'échantillon TO1, une fuite de confinement a été constatée au cours d'un essai de chauffage. On a observé que la membrane autour de l'échantillon a été perforée par les tiges de support des LVDTs (à cause de la taille plus grande que prévue de cet échantillon). La Figure 4-20 présente l'échantillon TO1 à la fin d'essai avec sa membrane autour. Cette figure montre que les tiges de support des LVDTs ont créé des fissures à l'intérieur l'épaisseur de l'échantillon. Il est possible que ces fissures aient été engendrées à la fin de l'essai déviatorique et avant de perçage de la membrane, ce qui explique la perméabilité plus forte mesurée après cet essai.



Figure 4-20 : Perçage de la membrane autour d'échantillon TO1 par les tiges de support des LVDTs a) Trou créé par les tiges b) Fissure traversant l'épaisseur de l'échantillon

### 4.5.3 Effet du chauffage sur l'échantillon cisaillé

Afin d'étudier l'effet du chauffage sur la perméabilité des échantillons cisaillés d'argile à Opalinus, des mesures de perméabilité ont été réalisées sur les échantillons cisaillés de TO2 et TO3 à 55°C et 80°C respectivement. Les résultats expérimentaux ainsi que la modélisation de ces résultats sont présentés dans l'annexe 2. Le Tableau 4-6 récapitule les résultats de ces mesures de perméabilité ainsi que le changement de porosité de l'échantillon du au chauffage.

Echantillon	Avant chauffage			Après chauffage			
	$k_r \times 10^{-20} \text{ m}^2$	$k_z \times 10^{-20} \text{ m}^2$	$S \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$	$k_r$	$k_z$	$S$	$\Delta\phi(\%)$
TO2	2,5	2	2,3	2,2	4	2,8	+0,095
TO3	1	4	1,72	3,5	10	1,92	+0,058

Tableau 4-6 : *Effet de chauffage sur la perméabilité des échantillons cisaillés d'argile à Opalinus*

On observe une claire augmentation de la vitesse de dissipation de la pression interstitielle avec le temps mais cette augmentation est reliée à l'augmentation de la viscosité de l'eau. Les valeurs de perméabilité intrinsèque montrent une légère augmentation de la perméabilité des échantillons à température plus élevée ce qui est dû probablement à légère augmentation de la porosité lors du chauffage des échantillons.

## 4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, après une étude bibliographique sur les propriétés thermo-hydro-mécanique de l'argile à Opalinus, nous avons présenté la procédure de préparation de l'échantillon cylindrique creux de cette argile.

Compte tenu de la rareté relative des données expérimentales sur le comportement thermique de cette argilite, des essais thermiques en condition drainée et non drainée ont été réalisés sur des échantillons saturés. Ces résultats ont été présentés sous la forme d'un article écrit en anglais qui est accepté pour la publication à la revue internationale de "*Rock Mechanics and Rock Engineering*". L'essai de chauffage drainé montre un comportement thermo-élasto-plastique pour l'argile à Opalinus. Ce comportement consiste à un comportement élastique dilatant jusqu'à 65°C suivi par un comportement élasto-plastique contractant jusqu'à 83°C. Cette valeur du seuil de température de 65°C apparaît comme une température maximale plausible qu'a subit la formation dont l'enfouissement maximal est évalué à 1350 m environ. Le comportement de l'échantillon est élastique contractant lors de la phase de refroidissement. Ce comportement est similaire du comportement des argiles surconsolidées avec OCR faible. L'écrouissage thermique de l'échantillon a été montré pendant le deuxième cycle de chauffage-refroidissement dans lequel l'échantillon montre un comportement quasi élastique dilatant-contractant. L'essai de chauffage non drainé sur l'argile à Opalinus engendre une surpression interstitielle dans l'échantillon. L'analyse des résultats montre que la surpression interstitielle engendrée ne peut pas être expliquée par la dilatation thermique de l'eau libre et que l'eau dans l'argile à Opalinus a un coefficient de dilation thermique plus important que celui de l'eau libre.

Les résultats de trois essais déviatoriques réalisés sur l'argile à Opalinus ont montré une bonne compatibilité avec les résultats existants dans la bibliographie. Les essais de perméabilité avant et après les essais déviatoriques montrent en général une diminution de la perméabilité de l'échantillon, ce qui est corrélé avec la diminution de la porosité de l'échantillon au cours de l'essai de compression triaxiale. Ces résultats confirment que l'endommagement créé par des essais déviatoriques n'a pas d'effet significatif sur la perméabilité de l'argile à Opalinus saturée. Cette conclusion reste valable pour les essais de perméabilité sur les échantillons cisailés à plus haute température. Pendant, ces essais une dissipation plus rapide de la pression interstitielle a été observée. Cette dissipation plus rapide est reliée à la diminution de la viscosité de l'eau avec la température. La légère augmentation

de la perméabilité intrinsèque évaluée pour l'échantillon peut être expliquée probablement par une faible augmentation de la porosité de l'échantillon lors du chauffage. L'ensemble des essais de perméabilité confirment les bonnes caractéristiques du scellement de l'argile à Opalinus à la température ambiante ainsi qu'à la température plus élevée.

Enfin les paramètres suivants ont été évalués pour l'argile à Opalinus :

$B$	$c_d$ (GPa $^{-1}$ )	$\alpha_d$ (1/°C)×10 $^{-5}$	$\alpha_u$ (1/°C)×10 $^{-4}$	$\Lambda$ kPa/°C
0,91-0,95	1,85	6,1	1,45-1,82	44-64*

\* A 1,9 MPa de la contrainte effective initiale

Tableau 4-7 : Paramètres thermo-poro-mécaniques obtenus sur l'argile à Opalinus

## ***Conclusions générales et perspectives***

La possibilité de stockage des déchets radioactifs dans les formations géologiques profondes peu perméables comme les argilites et les argiles plastiques a été largement étudiée durant ces trente dernières années. L'excavation d'une galerie souterraine engendre une perturbation majeure dans la formation et les propriétés hydro-mécaniques de la roche hôte autour des ouvertures peuvent être considérablement modifiées. En plus la chaleur engendrée par les déchets radioactifs une fois mise en place dans les galeries souterraines augmente significativement la température dans cette zone endommagée et perturbée. Etudier l'effet de la température sur cette zone endommagée est le but de projet européen TIMODAZ dans lequel ce travail de recherche a été réalisé.

La faible perméabilité des argiles de stockage est un point clés vis-à-vis la sûreté de stockage mais cette propriété ajoute beaucoup des complexités pour la caractérisation expérimentales de ces matériaux en laboratoires. Une première réalisation importante durant cette thèse a été la mise en œuvre d'une nouvelle cellule triaxiale à court chemin de drainage, conçue spécialement pour les matériaux de faible perméabilité. Grace aux drainages latéraux ajoutés à l'intérieur et l'extérieur de l'échantillon cylindrique creux le chemin de drainage diminue à demi-epaisseur de l'échantillon (10 mm, c'est-à-dire environ quatre fois moins que la longueur usuelle des échantillons pleins de 78 mm de hauteur). La resaturation des échantillons désaturés par le processus d'excavation, transport, stockage et préparation peut être réalisée également beaucoup plus rapidement. Les essais ainsi qu'une modélisation numérique montrent que ce processus peut être réalisé environ trente fois plus vite qu'avec un échantillon plein drainé à une extrémité et sept fois plus vite que pour un échantillon plein drainé aux deux extrémités. Nous avons aussi évalué les vitesses de chargement appropriées pour les essais drainés ainsi qu'une méthode de correction pour prendre en compte la déformabilité des éléments drainants dans les essais non drainés. La cellule cylindre creux a été ensuite utilisée pour une étude expérimentale sur des échantillons d'argile de Boom et l'argile à Opalinus.

L'augmentation de la température autour d'une galerie souterraine engendre une surpression interstitielle dans la zone endommagée et cette surpression thermique peut créer des nouvelles fissures et/ou réactiver les fissures préexistantes. D'après nos connaissances il n'existe pas aucun test concernant la réactivation des fissures préexistantes par la pressurisation thermique dans la littérature. C'est pourquoi on a vérifié cette possibilité sur

l'argile de Boom. Un chemin de chargement thermo-mécanique non conventionnel a été appliqué sur un échantillon de l'argile de Boom et les principaux résultats obtenus conduisent aux conclusions suivantes:

- Au cours d'un chauffage non-drainé, la surpression engendrée dans l'échantillon préalablement cisaillé est identique à celle engendrée dans l'échantillon intact et la pression reste homogène dans l'échantillon malgré la présence d'un plan de rupture;
- Une réactivation du plan de cisaillement est obtenue par la pressurisation thermique du fluide interstitiel;
- Un plan de rupture préexistant dans l'échantillon agit comme un plan de faiblesse pouvant être réactivé de façon préférentielle au moment de la rupture;
- La résistance au cisaillement obtenue sur le plan de rupture est inférieure à celle de matériau intact pour l'argile de Boom

L'effet de l'endommagement induit par l'essai déviatorique sur la perméabilité de l'échantillon de l'argile de Boom a été estimé à 25°C et à 80°C et les résultats de ces essais montrent aucun effet de l'endommagement sur la perméabilité de l'échantillon ce qui prouvent la bonne capacité du scellement de l'argile de Boom saturé à 25°C et à 80°C.

Les résultats expérimentaux sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile à Opalinus sont plus rares que pour l'argile de Boom. Des essais thermiques en condition drainée et non drainée sur des échantillons saturés ont été réalisés sur cette argilite. L'essai de chauffage drainé montre un comportement thermo-élasto-plastique pour l'argile à Opalinus. Ce comportement consiste à un comportement élastique dilatant jusqu'à 65°C suivi par un comportement élasto-plastique contractant jusqu'à 83°C. Cette valeur du seuil de température de 65°C apparaît comme une température maximale plausible qu'a subi la formation dont l'enfouissement maximal est évalué à 1350 m environ. Le comportement de l'échantillon est élastique contractant lors de la phase de refroidissement. Ce comportement est similaire du comportement des argiles surconsolidées avec OCR faible. L'essai de chauffage non drainé sur l'argile à Opalinus engendre une surpression interstitielle dans l'échantillon. L'analyse des résultats montre que la surpression interstitielle engendrée ne peut pas être expliquée par la dilatation thermique de l'eau libre et que l'eau interstitielle dans l'argile à Opalinus a un coefficient de dilation thermique plus important par rapport à celui de l'eau libre.

Les essais de perméabilité avant et après les essais déviatoriques ne montrent aucun effet significatif de l'endommagement sur la perméabilité de l'argile à Opalinus à la température ambiante. Cette conclusion reste valable pour les essais de perméabilité à plus haute

température sur les échantillons cisaillés. Ces résultats importants confirment les bonnes caractéristiques du scellement de l'argile à Opalinus à différents température.

Ce travail a montré que nous avons à présent à notre disposition un dispositif expérimental fiable et performant pour l'étude des matériaux de faible perméabilité. Compte tenu de la durée importante de chaque essai, nous n'avons pas pu réaliser d'essais de répétabilité au cours de cette étude expérimentale. Les résultats obtenus doivent donc être encore confirmés en répétant les essais réalisés. Les observations faites sur la réactivation du plan de rupture dans le cas de l'argile de Boom doivent être aussi confirmées par des essais similaires réalisés sur l'argile à Opalinus. Plus généralement, la constitution d'une base de données expérimentales suffisamment riche doit être constituée en couvrant des gammes de contraintes et de température plus importantes afin de pouvoir alimenter les modèles de comportement et les modèles numériques en particulier pour l'argile à Opalinus.

Les deux matériaux étudiés sont des matériaux naturellement anisotropes à cause de l'existence de plans de litage. Tous les essais réalisés dans ce travail ont utilisés des échantillons avec le plan de litage parallèle à l'axe de l'échantillon. Une étude plus complète de l'anisotropie des propriétés mécaniques, hydrauliques et thermiques de ces matériaux doit être réalisée par des essais supplémentaires et des modèles appropriés.

Le comportement de l'eau interstitielle des matériaux argileux est encore mal connu. Les propriétés physiques (densité, compressibilité, expansion thermique) dans les pores de différentes tailles ainsi que dans la phase adsorbée doivent être étudiées car elles jouent un rôle majeur sur la déformation et l'évolution de la pression interstitielle lors des sollicitations thermo-mécaniques.

Cette étude a montré la capacité de scellement importante des matériaux argileux et donc que l'endommagement n'avait pas d'influence majeure sur la perméabilité à l'eau des échantillons saturés. Cependant l'étude du comportement et de la perméabilité des zones endommagées en condition non saturée est également un point à explorer. Cet état correspond à la phase de ventilation des galeries pendant laquelle les matériaux sont à l'état non saturé ainsi que la phase post-fermeture de production de gaz par la corrosion des enceintes des déchets.

## Références Bibliographiques

- [1] Abuel-Naga HM, Bergado DT, Bouazza A. (2007). Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology* 89: 144-154.
- [2] Ai H, Young JF, Scherer GW. (2004). Thermal expansion kinetics: method to measure permeability of cementitious materials: II, application to hardened cement paste. *J Am Ceram Soc* 84(2): 385-391, Erratum, *J. Am. Ceram. Soc.* 87(8): 1611.
- [3] Akagi H, Komiya K (1995). Constant rate of strain consolidation properties of clayey soil at high temperature. *Compression and Consolidation of Clayey Soils*, Yoshikuni & Kusakabe (eds.): 3-8.
- [4] ANDRA. Dossier 2005, Référentiel du site Meuse/Haute Marne. Tome 2; Report CRPADS040022\_B.
- [5] Auvray C. (2004). Thermomechanical tests on Opalinus claystones of the Mont Terri, ANDRA Report C.RP.OENG.04-0239. Chatenay-Malabry: ANDRA.
- [6] Atkins P, de Paula J. (2002). Physical Chemistry, 7th ed , Oxford University Press, Oxford: 961 p.
- [7] 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.
- [8] Baldi G, Hueckel T, Peano A, Pellegrini R. (1991). Developments in Modelling of Thermo-Hydro-Geomechanical Behaviour of Boom Clay and Clay-Based Buffer Materials. Commissions of the European Communities, Nuclear Science and Technology 1991, EUR 13365/1 et EUR 13365/2
- [9] Bastiaens W, Bernier F. (2006). 25 years of underground engineering in a plastic clay formation: the HADES underground research laboratory. In *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (eds K. J. Bakker, A. Bezuijen, W. Broere and E. A. Kwast), London: Taylor & Francis: 795–801.
- [10] Bastiaens W, Bernier F, Li XL (2007) SELFRAC: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. *J Physics and Chemistry of the Earth* 32: 600-615.
- [11] Bauer C. (1997). Propriétés thermo-mécaniques des argilites silto-carbonatées de l'Est. Rapport Andra n° B.RP.0G3S.97.001.A.
- [12] Belantour 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.

- [13] Bernier F, Li XL, Bastiaens W. (2007). Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation. *Géotechnique* 57(2): 229-237.
- [14] Berryman J. Mixture theories for rock properties. (1995). In: Thomas JA (ed) Rock physics and phase relations: a handbook of physical constants. American Geophysical Union Online.; Reference 3:205-228.
- [15] Billiotte J, Yang D, Su K. (2008). Experimental study on gas permeability of argillaceous rocks. *J Physics and Chemistry of the Earth* 33: S231-S236.
- [16] Bishop AW. (1976). Influence of system compressibility on observed pore pressure response to an undrained change in stress in saturated rock. *Géotechnique* 26(2):371-375.
- [17] Blümling P, Bernier F, Lebon P, Martin CD. (2007). The excavation damaged zone in clay formations time-dependent behaviour and influence on performance assessment. *J Physics and Chemistry of the Earth* 32: 588-599.
- [18] Bock H. Rock Mechanics Analyses and Synthesis: RA Experiment. Rock Mechanics Analyses and Synthesis: Data Report on Rock Mechanics, Mont Terri Technical Report 2000-02. Q+S Consult 2001:52 p.
- [19] Bornert M, Vales F, Gharbi H, Nguyen MD. (2010). Multiscale full-field strain measurements for micromechanical investigations of the hydromechanical behaviour of clayey rocks. *Strain* 46 (1):33-46.
- [20] Bossart P, Meier PM, Moeri A, Trick T, Mayor JC. (2002). Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus claystone of the Mont-Terri Rock Laboratory. *Engineering Geology* 66: 19-38.
- [21] Bossart P, Thury M. (2007). Research in the Mont Terri Rock laboratory: Quo vadis?. *Physics and Chemistry of the Earth* 32:19-31.
- [22] Boudali M, Leroueil S, Srinivasa Murthy BR. (1994). Viscous behaviour of natural clays. XIII ICSMFE, New Delhi, India, vol. 1: 411-416.
- [23] Bounenni A. (2002). Etude expérimentale de l'effet de l'endommagement sur la perméabilité des roches. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 218 pages.
- [24] Brace W, Walsh J, Frangos W. (1968). Permeability of granite under high pressure. *Journal of Geophysical Research* 73(6): 2225-2236.
- [25] Brown RJS, Korringa J. (1975). On the dependence of the elastic properties of a porous rock on the compressibility of the pore fluid. *Geophysics* 40(4):608-616.
- [26] Campanella RG, Mitchell JK. (1968). Influence of temperature variations on soil behaviour. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers* 94 (SM3): 709-7342.

- [27] 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.
- [28] Cheng AHD. (1997). Material coefficients of anisotropic poroelasticity. Int J Rock Mech Min Sci 34(2):199-205.
- [29] Coll C. (2005). Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble II, 257 p.
- [30] Corkum AG, Martin CD. (2007). The mechanical behaviour of weak mudstone (Opalinus Clay) at low stresses. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44: 196-209.
- [31] Coussy O. (2004). Poromechanics, John Wiley & Sons.
- [32] Croisé J, Schlickenrieder L, Marschall P, Boisson JY, Vogel P, Yamamoto S. (2004). Hydrogeological investigations in a low permeability claystone formation: the Mont-Terri Rock Laboratory. Physics and Chemistry of the Earth 29: 3-15.
- [33] Cui YJ, Sultan N, Delage P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays. Canadian Geotechnical Journal 37: 607-620.
- [34] Cui YJ, Tang AM, Delage P. (2004). Comportement thermo-hydro-mécanique des barrières ouvragées et géologiques, Rapport EDF, 137p.
- [35] Davy CA, Skoczyłas F, Barnichon JD, Lebon P. (2007). Permeability of macro-cracked argillite under confinement: Gas and water testing. Physics and Chemistry of the Earth 32(8-14): 667-680.
- [36] De Bruyn D, Thimus JF. (1996). The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay: The results of an initial laboratory program. Engineering Geology 41: 117-226.
- [37] Decleer J, Viane W, Vandenberghe N. (1983). Relationships between chemical, physical and mineralogical characteristics of the Rupelian Boom clay, Belgium. Clay Minerals 18: 1-10.
- [38] Dehandschutter B, Vandycke S, Sintubin M, Vandenberghe N, Gaviglio P, Sizun JP, Wouters L. (2004). Microfabric of fractured Boom Clay at depth: a case study of brittle-ductile transitional clay behaviour, Applied Clay Science 26: 389-401.
- [39] Delage P, Sultan N, Cui YJ. (2000). On the thermal consolidation of Boom Clay. Canadian Geotechnical Journal 37: 343-354.
- [40] Delage P, Le TT, Tang AM, Cui YJ, Li XL. (2007). Suction effects in deep Boom Clay block samples. Géotechnique 57(1): 239-244.

- [41] Despax D. (1976). Influence de la température sur les propriétés mécaniques des argiles saturées , Thèse de doctorat, université de Grenoble.
- [42] Detournay E, Cheng AHD. (1993). Fundamentals of poroelasticity, Chapter 5. In, Comprehensive Rock Engineering: Vol. II. Pergamon Press:113–171.
- [43] Escoffier S, Homand F, Giraud A, Hoteit N, Su K. (2005). Under stress permeability determination of the Meuse/Haute-Marne mudstone. *J Eng Geol* 81(3):329–340.
- [44] Eriksson LG. (1989). Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. Proceeding of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol.3, Balkema, Rotterdam: 2087-2090.
- [45] Fei Y. (1995). Thermal expansion, In: Thomas JA (ed) Mineral physics and crystallography: a handbook of physical constants, American Geophysical Union Online.; Reference 2: 29–44.
- [46] François B. (2008). Thermo-Plasticity of Fine-Grained Soils at Various Saturation States: Application to Nuclear Waste Disposal. Thèse de Doctorat de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Laussane, 334 p.
- [47] François B, Laloui L, Laurent C. (2009). Thermo-hydro-mechanical simulation of ATLAS in situ large scale test in Boom Clay. *Computers and Geotechnics* 36 (4): 624-640.
- [48] Fredlund DG, Rahardjo H. (1993).Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York: Wiley.
- [49] Fernandez-Garcia D, Gomez-Hernandez JJ, Mayor JC. (2007). Estimating hydraulic conductivity of the Opalinus Clay at the regional scale: Combined effect of desaturation and EDZ. *Physics and Chemistry of the Earth* 32: 639–645.
- [50] Gens A. (2000). HE experiment: Complementary rock laboratory tests. Technical Note TN 2000-47. Mont Terri Project.
- [51] Gens A, Vaunat J, Garitte B, Wileveau Y. (2007). In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading: observations and interpretation. *Géotechnique* 57(2): 207–228.
- [52] Ghabezloo S, Sulem J, Guédon S, Martineau F, Saint-Marc J. (2008). Poromechanical behaviour of hardened cement paste under isotropic loading. *Cement and Concrete Research* 38(12): 1424-1437.
- [53] Ghabezloo S, Sulem J. (2009). Stress dependent thermal pressurization of a fluid-saturated rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42(1): 1-24.
- [54] Ghabezloo S, Sulem J., Saint-Marc J. (2009). Evaluation of a permeability-porosity relationship in a low permeability creeping material using a single transient test, *Int. J. Rock Mech. and Mining Sci* 46(4): 761-768.

- [55] Ghabezloo S, Sulem J, Saint-Marc J. (2009). The effect of undrained heating on a hardened cement paste. *Cement and Concrete Research* 39(1): 54-64.
- [56] Ghabezloo S, Sulem J. (2010). Effect of the volume of the drainage system on the measurement of undrained thermo-poro-elastic parameters. *Int J Rock Mech Min Sci* 47: 60-68.
- [57] Gibson RE, Henkel DJ. (1954) .Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained" strength. *Géotechnique*; 4(1): 6-15.
- [58] Griffault L, Merceron T, Moosmann JR, Neerdael B, De Cannière P, Beaucaire C, Daumas S, Bianchi A, Christen R. (1996). Acquisition et régulation de la chimie des eaux en milieu argileux pour le projet de stockage de déchets radioactifs en formation géologique. Projet "Archimède argile". European Commission Nuclear Science and Technology. Final report EUR 17454 FR.
- [59] Habibagahi K. (1977). Temperature effect and the concept of effective void ratio. *Indian Geotechnical Journal*.
- [60] Harrington JF, Horseman ST, Noy DJ. (2001). Swelling and osmotic flow in a potential host rock, 6th International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris (eds), Ecole Nationale des Ponts et Chaussées: 169-188.
- [61] Hart DJ, Wang HF. (2001). A single test method for determination of poroelastic constants and flow parameters in rocks with low hydraulic conductivities, *Int. J. Rock Mech and Mining Sci* 38: 577-583.
- [62] Hill R. (1952). The elastic behaviour of crystalline aggregate. *Proc Physical Soc. London A65*:349-354.
- [63] Hohner M, Bossart P. (1998). Geological, mineralogical, geochemical, geomechanical and hydraulic parameters of Opalinus Clay derived by in-situ and laboratory experiments, Mont Terri Technical Note 98-49. Berne: Geotechnical Institute Ltd.
- [64] Horseman ST, Winter MG, Entwistle DC. (1987). Geotechnical characterization of Boom clay in relation to the disposal of radioactive waste. Commission of European Communities, EUR 10987, 87p.
- [65] Hueckel T, Borsetto M. (1990). Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations. *Journal of Geotechnical Engineering* 116(1): 1765-1777.
- [66] Hueckel T, Pellegrini R. (1991). Thermoplastic modeling of undrained failure of saturated clay due to heating. *Soils and Foundations* 31(3): 1-16
- [67] Hueckel T, Pellegrini R, Del Olmo C. (1998). A constitutive study of thermo-elastoplasticity of deep carbonatic clays. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 22, 549-574.

- [68] Hueckel T, François B, Laloui L. (2009). Explaining thermal failure in saturated clays. *Géotechnique* 59(3) : 197-212.
- [69] Hunsche U, Walter F, Schnier H. (2004). Evolution and failure of the Opalinus Clay: relationship between deformation and damage, experimental results and constitutive equation, *Applied Clay Science* 26: 403-411.
- [70] Jobmann M, Polster M. (2007). The response of Opalinus claystone due to heating: A combined analysis of in situ measurement, laboratory investigations and numerical calculations. *Physics and Chemistry of the earth* 32(8-14): 929-936.
- [71] Kharchafi M, Descoedres F. (1995). Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels, *Communication du Laboratoire de Mécanique des Roches de Lausanne* 158 :1.2.58-1.2.67.
- [72] Kull H, Jockwer N, Zhang CL, Wileveau Y, Pepa S. (2007). Measurement of thermally-induced pore-water pressure increase and gas migration in the Opalinus Clay at Mont Terri. *Physics and Chemistry of the Earth* 32: 937-946.
- [73] Khemissa M. (1998). Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température. *Revue Française de Géotechnique* 82(1):11-22.
- [74] Laenen B. (1997). The geochemical signature of relative sea-level cycles recognised in the Boom Clay. *Thèse de doctorat*, K.U.Leuven, Leuven, Belgique.
- [75] Laloui L. (2001). Thermo-mechanical behaviour of soils. *Revue Française de Génie Civil* 5(6): 809–843.
- [76] Lambert A. (1997). Clay: Small particles with a large impact. In: From building bricks to repositories: The allrounder material clay, nagra Bulletin No. 31, Switzerland: nagra.
- [77] Le TT. (2008). Comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom. *Thèse de doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 237 p.
- [78] Lenoir N, Bornert M, Desrues J, Bésuelle P, Viggiani G. (2007). Volumetric digital image correlation applied to X-ray microtomography images from triaxial compression tests on argillaceous rock. *Strain* 43(3):193-205.
- [79] Mazurek M. (1999). Mineralogy of the opalinus clay. In: Thury M, Bossart, P. (Eds.), *Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments*,

- Performed in 1996 and 1997. Swiss National Geological and Hydrogeological Survey. Geological Report 23: 15– 18.
- [80] Martin CD, Lanyon GW. (2003). Measurement of in-situ stress in weak rocks at Mont Terri Rock Laboratory, Switzerland. *Int J Rock Mech Min Sci* 40(7-8): 1077–1088.
- [81] McTigue DF. (1986). Thermoelastic response of fluid-saturated porous rock, *Journal of Geophysical Research* 91(B9): 9533-9542.
- [82] Meier P, Trick T, Blümling P, Volckaert G. (2002). Self-healing of fractures within the EDZ at the Mont Terri Rock Laboratory: results after one year of experimental work in: *Proceedings of International Workshop on Geomechanics, Hydromechanical and Thermohydro-Mechanical Behavior of Deep Argillaceous Rocks*, Paris: 267-274.
- [83] Mertens J, Bastiaens W, Dehandschutter B. (2004). Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay around the underground excavations (URF, Mol, Belgium). *Applied Clay Science* 26: 413–428.
- [84] Mohajerani M, Delage P, Monfared M, Sulem J, Tang AM, Gatmiri B. (2010). Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. *Int J Rock Mech Min Sci* 48(4): 606-615.
- [85] Monfared M, Sulem J, Mohajerani M, Delage P, Tang AM, De Laure E. (2009). Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom et condition de réalisation des essais drainés. 20ème congrès français de mécanique. Marseille. France.
- [86] Monfared M, Delage P, Sulem J, Mohajerani M, Tang AM, De Laure E. (2010) A new hollow cylinder triaxial cell to study the behaviour of geomaterials with low permeability. *Int. J. Rock Mech. and Mining Sci.* 48(4):637-649.
- [87] Monfared M, Sulem J, Delage P, Mohajerani M. (2011). On the THM behaviour of a sheared Boom clay sample: application to the behaviour and sealing properties of the EDZ. *Journal of Engineering Geology*. Under review.
- [88] Monfared M, Sulem J, Delage P, Mohajerani M. (2011). A laboratory investigation on thermal properties of the Opalinus claystone. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. DOI 10.1007/s00603-011-0171-4.
- [89] Morin R, Silva AJ. (1984). The effects of high pressure and high temperature on some physical properties of ocean sediments. *Journal of Geophysical Research* 89(B1): 511-526.
- [90] Mügler C, Filippi M, Montarnal Ph, Martinez JM, Wileveau Y. (2006). Determination of the thermal conductivity of Opalinus claystone via simulations of experiments performed at the Mont Terri underground laboratory. *Journal of Applied Geophysics* 25:112-129.

- [91] Muñoz JJ. (2006). Thermo-Hydro-Mechanical analysis of soft rock application to a large scale heating test and large scale ventilation test, Thèse de doctorat, University Politecnica de Catalunya, 246 p.
- [92] Muñoz JJ, ALONSO EE, LLORET A. (2009). Thermo-hydraulic characterisation of soft rock by means of heating pulse tests. *Géotechnique* 59(4): 293-306.
- [93] Nagra (2002) b: Calculations of the Temperature Evolution of a Repository for Spent Fuel, vitrified high-Level Waste and Intermediate Level Waste in Opalinus claystone. Nagra Technischer Bericht NTB 01-04, 28p.
- [94] Ortiz LA. (1999). GP Experiment: phases 4 and 5-results of the laboratory hydraulic and gas testing. Mont Terri Project; internal, unpublished report.
- [95] Pearson FJ, Arcos D, Bath A, Boisson JY, Fernandez AM, Gäbler HE, Gaucher E, Gautschi A, Griffault L, Hernan P, Waber HN (2003). Mont Terri Project-Geochemistry of water in the Opalinus claystone formation at the Mont Terri rock laboratory. Reports of the FOWG, Geology Series - N°5
- [96] Rapport SELFRAC. (2004). Fractures and self-healing within the excavated disturbed zone in clays: state of the art on fracturation and self-healing processes and characterisation, ref. 04-151, 87 p.
- [97] Rapport TIMODAZ. (2007). TIMODAZ Deliverable 2: State of the art on THMC. 199p.
- [98] Rice JR, Cleary MP. (1976). Some basic stress diffusion solutions for fluid-saturated elastic porous media with compressible constituents. *Rev Geophys Space Phys* 14(2): 227–240.
- [99] Rice JR. (2006). Heating and weakening of faults during earthquake slip, *Journal of Geophysical Research* 111, B05311.
- [100] Richards LA. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium, *Physics* 1: 318-333.
- [101] Robinet JC, Rahbaou A, Plas F, Lebon P. (1996). A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology* 41(1-4): 145-169.
- [102] Scherer GW. (2006). Dynamic pressurization method for measuring permeability and modulus: I. Theory. *Materials & Structures* 39: 1041-1057.
- [103] Skempton AW. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4: 143-147.
- [104] Spang B. Excel Add-In for Properties of Water and Steam in SI-Units. 2002; <http://www.chereresources.com/iapwsif97.shtml>.

- [105] Sulem J, Vardoulakis I, Papamichos E, Oulahna A, Tronvoll J. (1999). Elasto-plastic modelling of red Wildmoor sandstone. *Mech Cohes Frict Mat* 4(3): 215-246.
- [106] Sulem J, Ouffroukh H. (2006). Hydromechanical behaviour of Fontainebleau sandstone. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 39(3): 185–213.
- [107] Sulem J, Vardoulakis I, Ouffroukh H, Boulon M, Hans J. (2004). Experimental characterization of the thermo-poromechanical properties of the Aigion fault gouge. *Comptes Rendus Geosciences*, 336(45): 455-466.
- [108] Sulem J, Lazar P, Vardoulakis I. (2007). Thermo-poro-mechanical properties of clayey gouge and application to rapid fault shearing. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 31(3): 523-540.
- [109] Sultan N. (1997). Etude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expériences et modélisation. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310p.
- [110] Sultan N, Delage P, Cui YJ. (2000). Comportement thermomécanique de l'argile de Boom. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, Series IIB, Mechanics* 328(6):457-463.
- [111] Sultan N, Delage P, Cui YJ. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology* 64: 135-145.
- [112] Tanaka N, Graham J, Crilly T. (1995). Behaviour of reconstituted illite at different temperatures. International Workshop on Hydro-Thermo-Mechanics of Engineered Clay Barriers and Geological Barriers, Montréal.
- [113] Tang AM, Cui YJ, Barnel N. (2008). Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. *Géotechnique* 58(1): 45-54.
- [114] Thury M, Bossart P. (1999). The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation, in Switzerland. *Engineering Geology* 52: 347-359.
- [115] Tidfors M, Sälfors G. (1989). Temperature effect on preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ* 12(1): 93-97.
- [116] Towhata I, Kuntiwattanakul P, Seko I, Ohishi K. (1993a). Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundations* 33(4): 170-183.
- [117] Tsang CF, Bernier F, Davies C. (2005). Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays—in the context of radioactive waste disposal, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42(1): 109-125.

- [118] Valenza JJ, Scherer GW. (2005). Evidence of anomalous thermal expansion of water in cement paste, *Cement and Concrete Research* 35: 57–66.
- [119] Van Geet M, Bastiaens W, Ortiz L. (2008). Self-sealing capacity of argillaceous rocks: Review of laboratory results obtained from the SELFRAC project. *Physics and Chemistry of the Earth* 33: S396–S406.
- [120] Vardoulakis I. (2002). Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Géotechnique* 52(3): 157-171.
- [121] Vardoulakis I, Sulem J. (1995). *Bifurcation Analysis in Geomechanics*. Blackie Academic and Professional.
- [122] Wileveau Y. (2005). THM behaviour of host rock (HE-D) experiment: Progress report. Part 1, Technical Report TR 2005-03. Mont Terri Project.
- [123] Xu S, Simmons GC, Scherer GW. (2004). Thermal expansion and viscosity of confined liquids, *Mat. Res. Soc. Symp. Proc.*, vol. 790, Materials Res. Soc, Warrendale: P6.8.1–P6.8.7.
- [124] Yang D , Billiotte J, Su K. (2010). Characterization of the hydromechanical behavior of argillaceous rocks with effective gas permeability under deviatoric stress. *Engineering Geology* 114: 116-122.
- [125] Zhang CL, Rothfuchs T, Su K, Hoteit N. (2007). Experimental study of the thermo-hydro-mechanical behaviour of indurated clays. *Physics and Chemistry of the earth* 32(8-14): 957-965.
- [126] Zhang C, Rothfuchs T. (2008). Damage and sealing of clay rocks detected by measurements of gas permeability. *Physics and Chemistry of the Earth* 33: S363-S373.
- [127] Zimmerman RW, Somerton WH, King MS. (1986). Compressibility of porous rocks. *J Geophys Res* 91(B12):12765–12777.
- [128] Zimmerman RW. (1991). *Compressibility of sandstones*. Amsterdam: Elsevier.

## *Annexe I*

### **Resaturation des échantillons**

## A1 Reaturation des échantillons

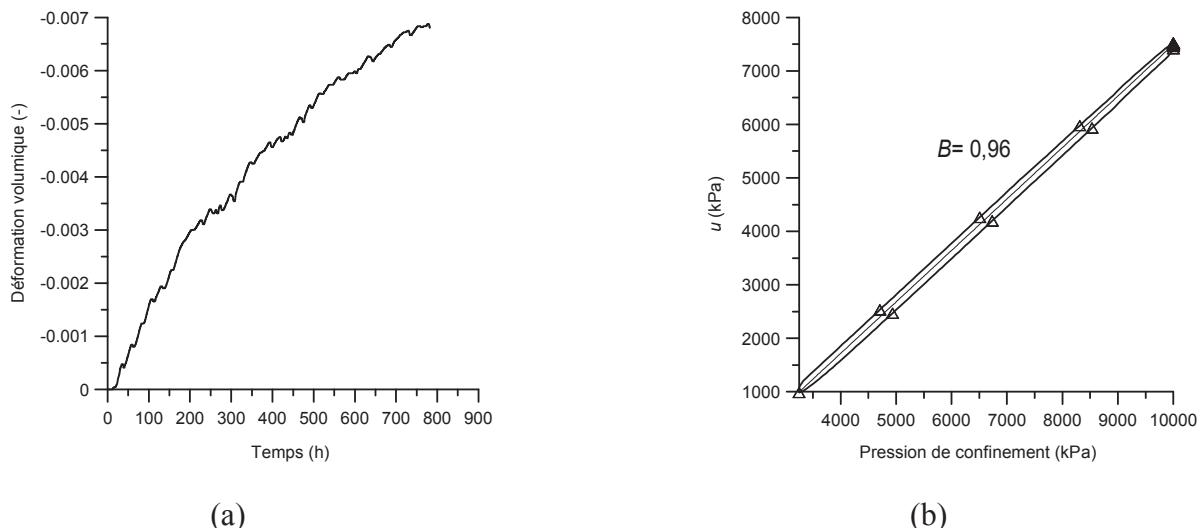
Dans cette annexe on présente les résultats de la phase de resaturation des échantillons d'argile de Boom et d'argile à Opalinus. Ces résultats consistent en i) l'échange de volume d'eau entre l'échantillon et les PVCs, ii) la déformation volumique de l'échantillon mesurée par les LVDTs, iii) mesure de coefficient de Skempton  $B$  à la fin de la phase de restauration.

### A1.1 Argile de Boom

#### A1.1.1 Echantillon TB0

Pour cet essai les capteurs LVDTs et les drainages radiaux n'ont pas été installés. La pression de confinement appliquée est égale à : 3250 kPa et la contre pression est égale à 1000 kPa.

Le volume d'eau entrant dans l'échantillon par les PVCs connectés en haut et en bas de l'échantillon ainsi que la mesure de coefficient de Skempton sont présentés sur la Fig A1. 1a,b:



*Fig A1. 1. : Echantillon TB0 a) Volume d'eau injecté par les PVCs b) Mesure du coefficient de Skempton B*

### A1.1.2 Echantillon TB1

La pression de confinement appliquée est égale à 3250 kPa et la contre pression est égale à 1000 kPa.

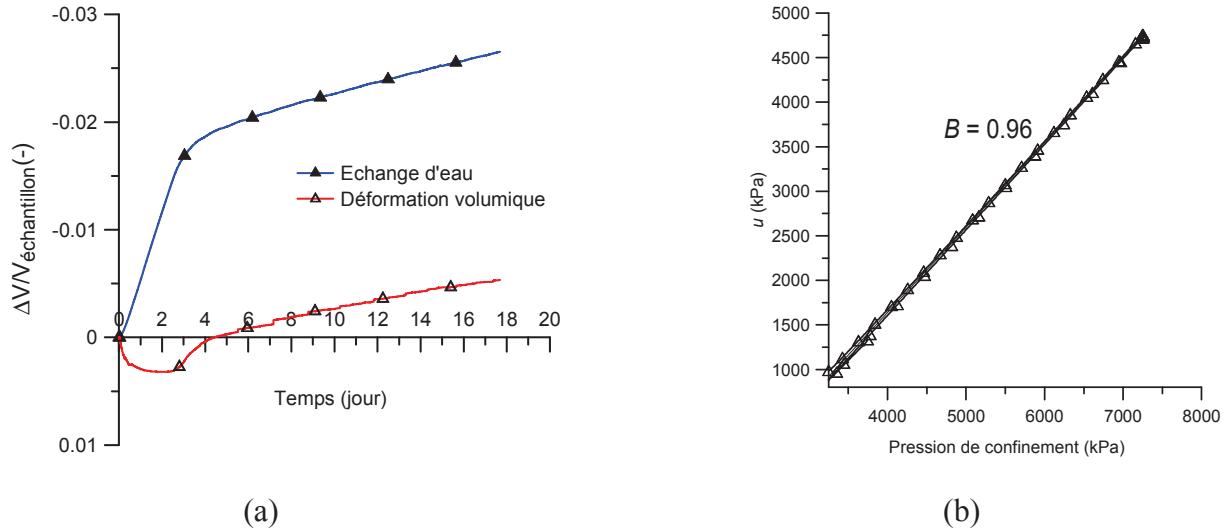


Fig A1. 2 : Echantillon TB1 a) Volume d'eau injecté par les PVCs et déformation volumique mesurée par les capteurs LVDTs b) Mesure du coefficient de Skempton B

### A1.1.3 Echantillon TB2

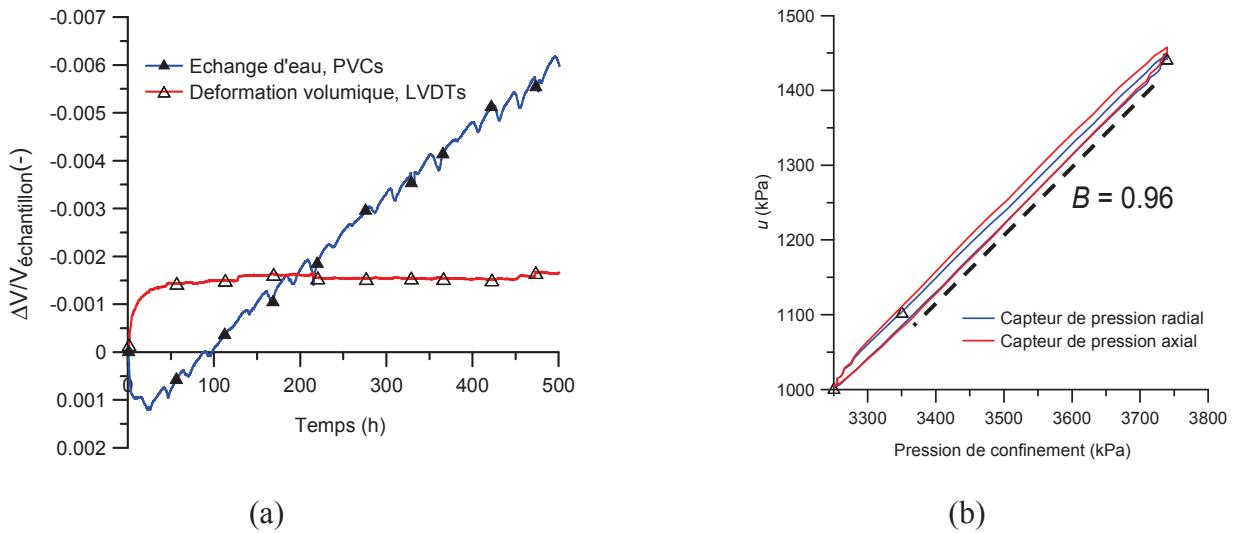


Fig A1. 3 : Echantillon TB2 a) Volume d'eau injecté par les PVCs et déformation volumique mesurée par les capteurs LVDTs, b) Mesure du coefficient de Skempton B

La pression de confinement appliquée est égale à 3250 kPa et la contre pression appliquée par quatre drainages est égale à 1000 kPa. La gamme de chargement (500 kPa) pour mesurer le coefficient de Skempton  $B$  pour cet essai est inférieure aux essais précédents (6750 kPa) et

5000 kPa). Afin d'éliminer les effets de la non linéarité de la réponse de la pression mesurée, le coefficient de Skempton  $B$  a été calculé par la tangente au point milieu de la courbe  $u$ -pression de confinement ce qui donne une valeur de 0,96 comparable avec les essais précédents.

## A1.2 Argile à Opalinus

### A1.2.1 Echantillon TO1

A cause d'un problème du régulateur de température, les réponses des LVDTs et des PVCs ont été affectés. La pression de confinement appliquée par quatre drainages est égale à 4100 kPa et la contre pression est égale à 2200 kPa. La mesure du coefficient de Skempton  $B$  est présentée sur la Fig A1. 4.

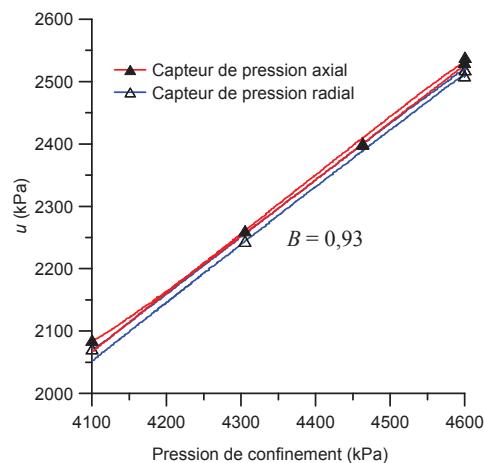
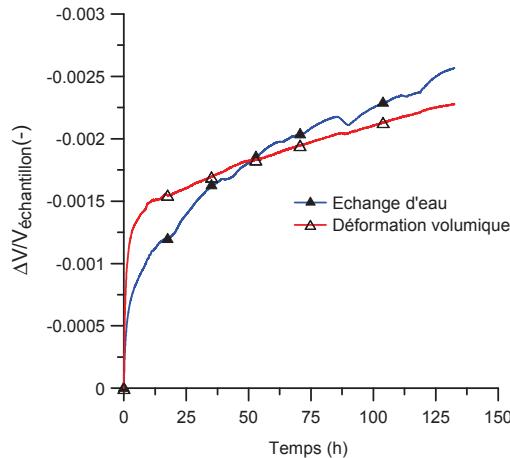


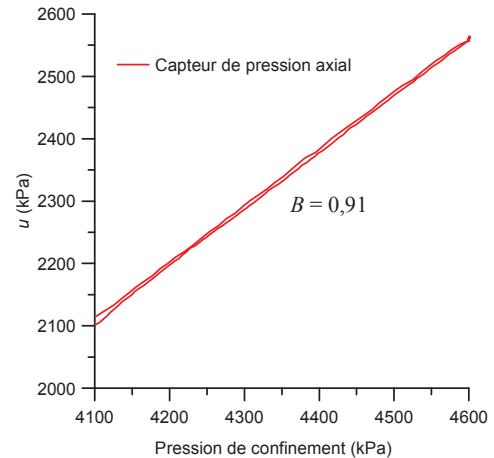
Fig A1. 4 : Echantillon TO1, mesure du coefficient de Skempton  $B$

### A1.2.2 Echantillon TO2

La pression de confinement appliquée et égale à 4100 kPa et la contre pression appliquée par quatre drainages est égale à 2200 kPa.



(a)

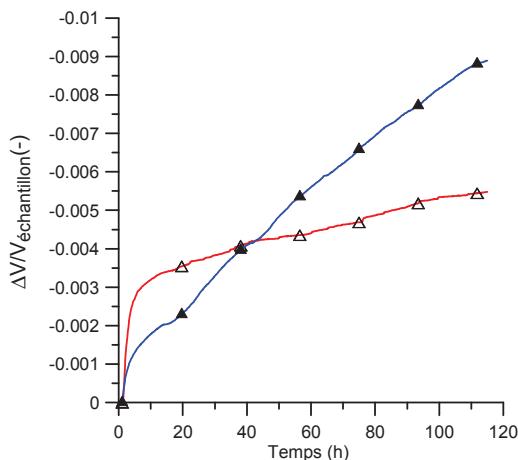


(b)

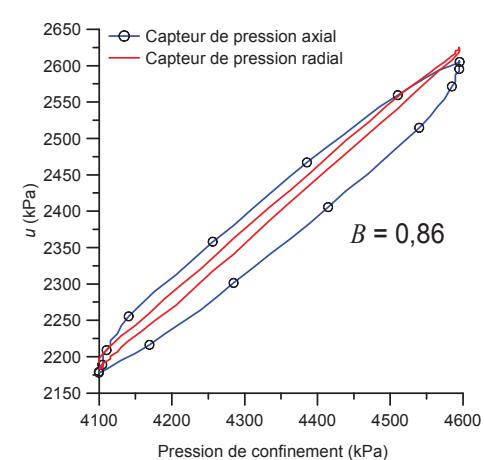
Fig A1. 5 : Echantillon TO2 : a) Volume d'eau injecté par les PVCs et déformation volumique b) Mesure du coefficient de Skempton B

### A1.2.3 Echantillon TO3

La pression de confinement appliquée et égale à 4100 kPa et la contre pression appliquée par quatre drainages est égale à 2200 kPa.



(a)



(b)

Fig A1. 6 : Echantillon TO3 : a) Volume d'eau injecté par les PVCs et déformation volumique b) Mesure du coefficient de Skempton B

## *Annexe II*

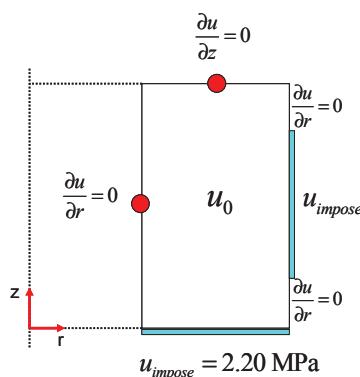
**Analyse des essais de mesure de perméabilité  
sur l'argile à Opalinus**

## A2 Analyse des essais de mesure de perméabilité sur l'argile à Opalinus

Dans cette annexe on présente les résultats de l'analyse des essais de mesure de perméabilité sur l'argile à Opalinus.

### A2.1 Echantillon TO1

L'estimation de la perméabilité de cet échantillon a été réalisée après la resaturation de l'échantillon, après deux cycles de chauffage-refroidissement drainé et après l'essai déviatorique. Les conditions aux limites et initiales pour ces essais de perméabilité sont présentées sur la Fig A2. 1.



*Fig A2. 1 : Essai de perméabilité sur échantillon TO1 ; Conditions aux limites et initiale*

où  $u_0$  est la surpression engendrée dans l'échantillon après un chargement isotrope en condition non drainée de 500 kPa. La surpression engendrée dans l'échantillon est dissipée en connectant les drainages aux PVCs avec une pression de 2200 kPa. Les résultats expérimentaux concernant la phase de dissipation de pression sont les réponses de deux capteurs de pression connectés en haut et sur la paroi interne de l'échantillon ainsi que le volume d'eau qui sort par le bas et la paroi externe de l'échantillon (mesuré par les PVCs). Ces résultats sont modélisés en utilisant un jeu de paramètres pour la perméabilité axiale, la perméabilité radiale ainsi que le coefficient d'emmagasinement. Les paramètres appropriés de l'échantillon sont obtenus en recherchant le meilleur calage des résultats expérimentaux. Pour chaque essai de perméabilité sur l'échantillon TO1 on présente les résultats de la modélisation avec les paramètres appropriés obtenus. Il faut noter que la hauteur du géotextile utilisé est 50 mm.

## i) Essai de perméabilité après la resaturation

En utilisant une perméabilité radiale de  $6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ , une perméabilité axiale de  $5 \times 10^{-20} \text{ m}^2$  et un coefficient emmagasinement de  $5,02 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$ , les réponses expérimentales peuvent être modélisées de façon satisfaisante.

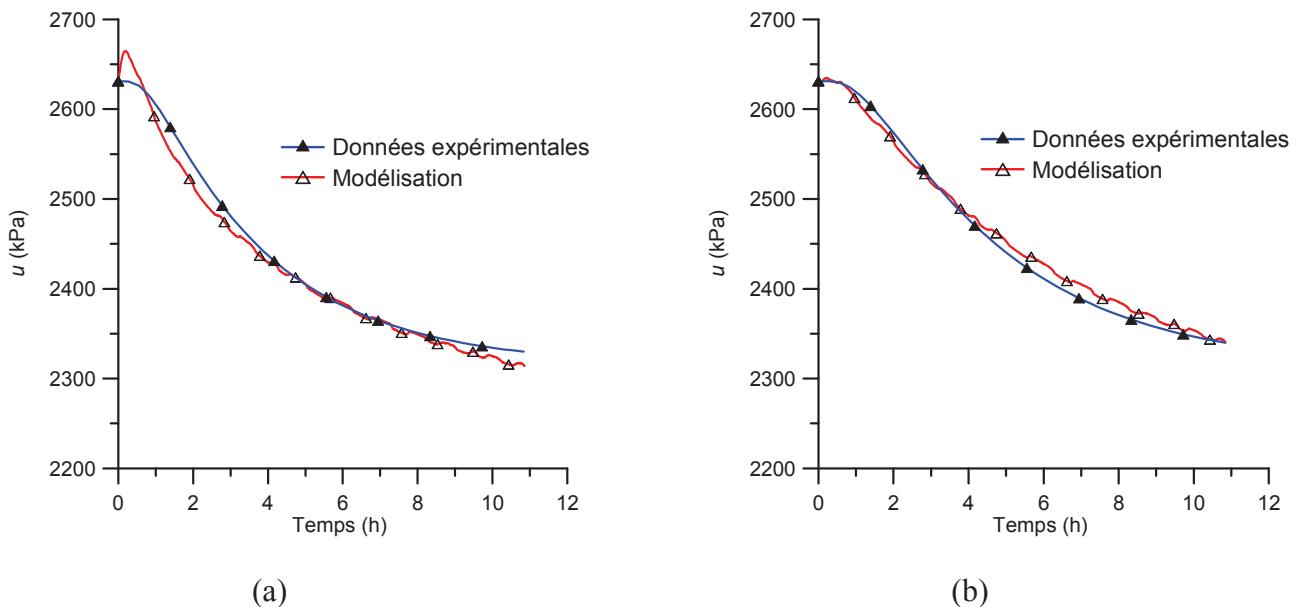


Fig A2. 2 : Modélisation de la dissipation de la pression interstitielle pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO1 après la phase de resaturation, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

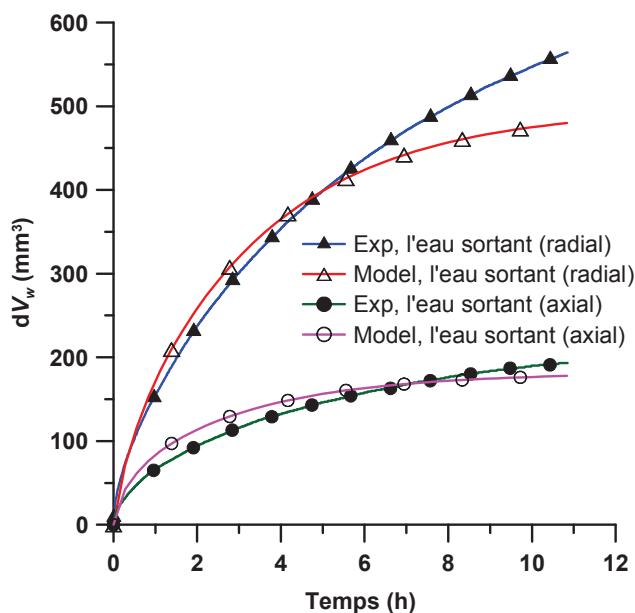
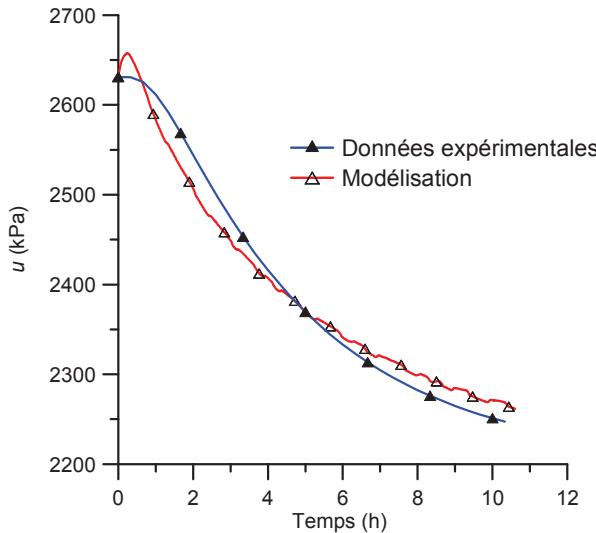


Fig A2. 3 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon TO1, après la phase de resaturation

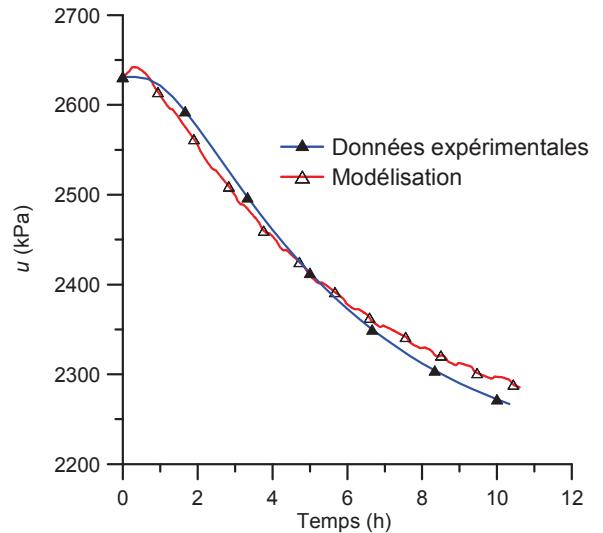
ii) Essai de perméabilité après deux cycles thermiques

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 2,3 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 2 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 2,22 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$



(a)



(b)

Fig A2. 4 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO1, après deux cycles thermiques, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

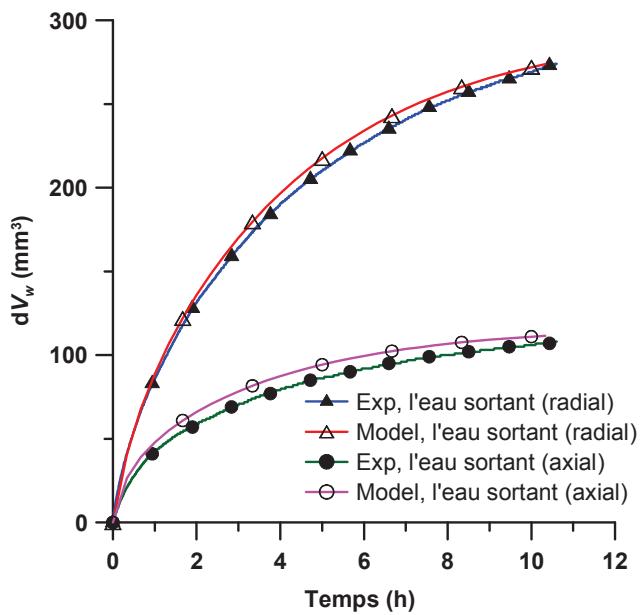
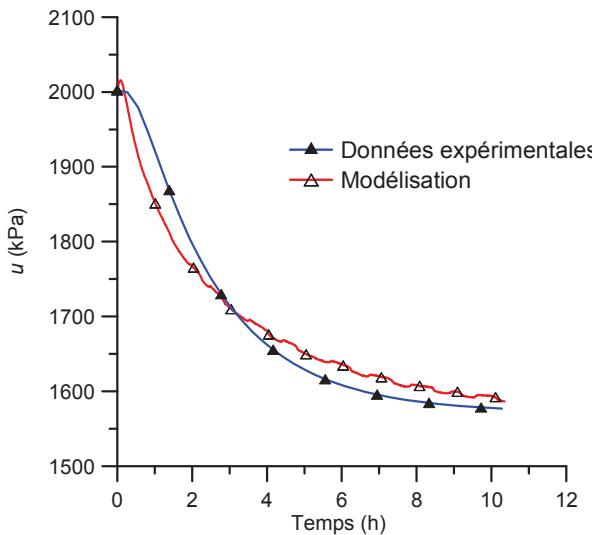


Fig A2. 5 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon TO1, après deux cycles thermiques

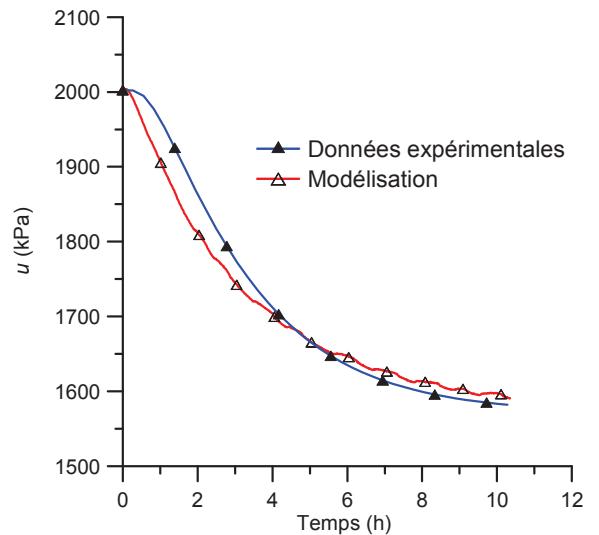
iii) Essai de perméabilité après l'essai déviatorique

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 6 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 4 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 3,02 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$



(a)



(b)

Fig A2. 6 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon T01, après essai déviatorique, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

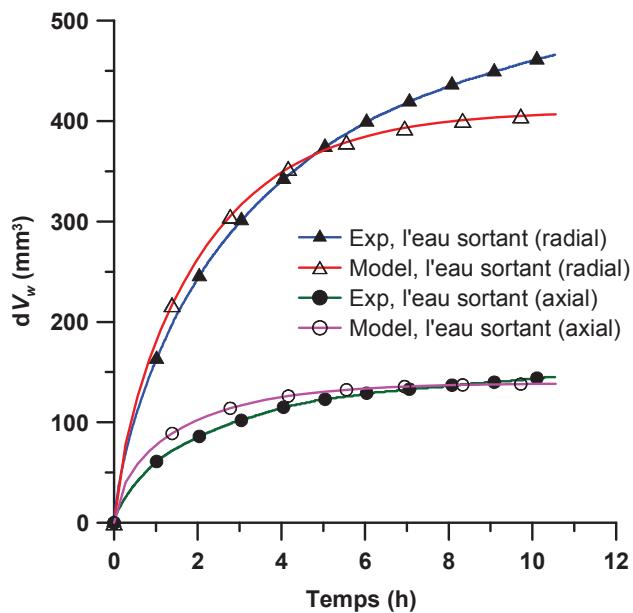


Fig A2. 7 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon T01, après essai déviatorique

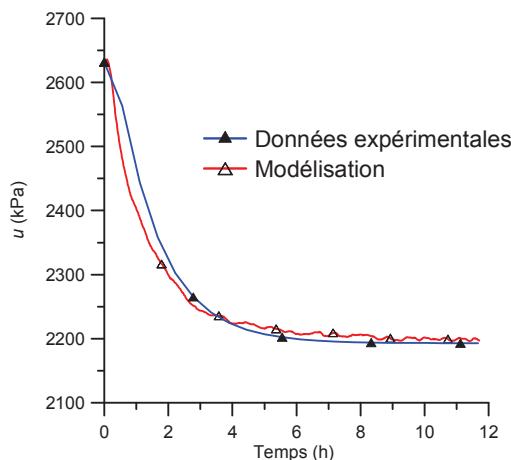
## A2.2 Echantillon TO2

Pour les essais de perméabilité sur l'échantillon TO2, les mêmes conditions aux limites que l'échantillon TO1 ont été appliquées. La hauteur du géotextile est 50 mm. Les essais de perméabilité ont été réalisés avant et après cisaillement de l'échantillon ainsi qu'après le chauffage jusqu'à 55°C.

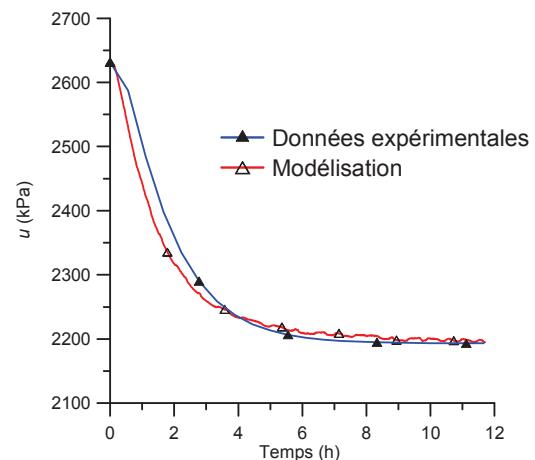
### i) Essai de perméabilité après la resaturation

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 1,9 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

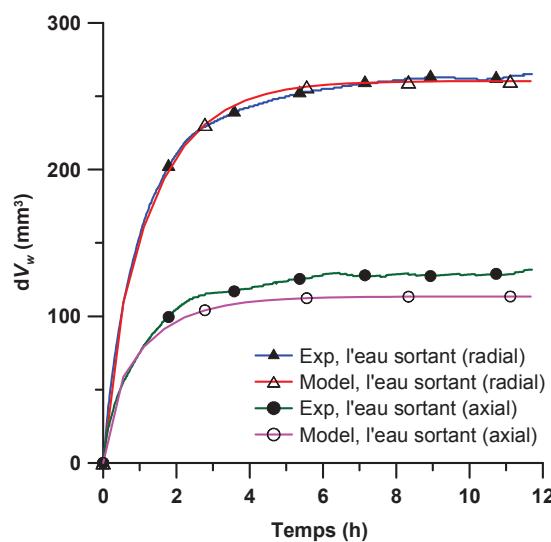


(a)



(b)

*Fig A2. 8 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO2, après la resaturation, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial*

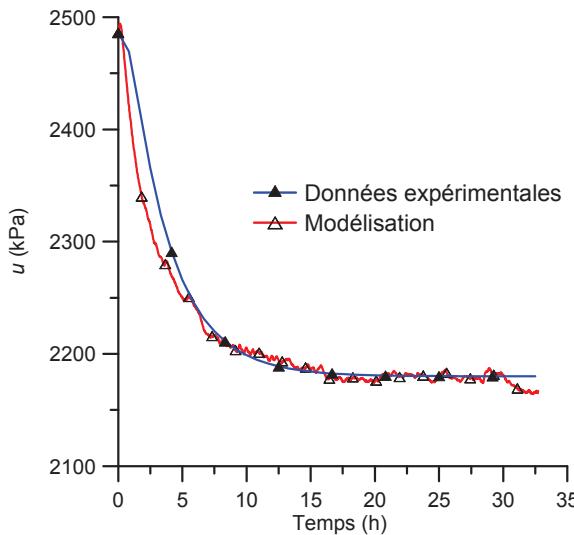


*Fig A2. 9 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon TO2, après la resaturation*

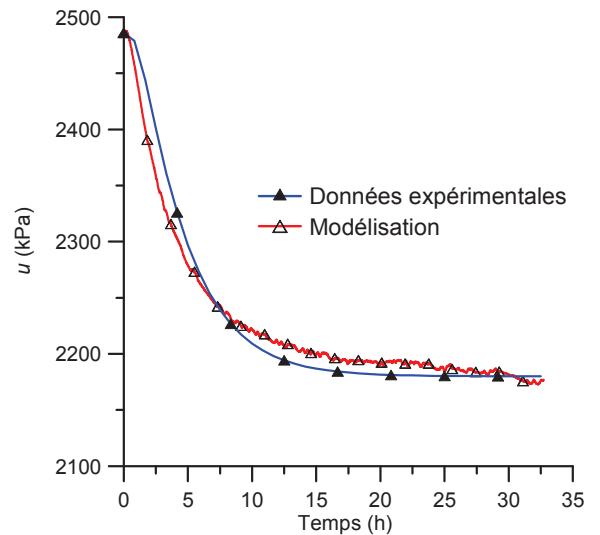
ii) Essai de perméabilité après le cisaillement

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 2.5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 2 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 2,3 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

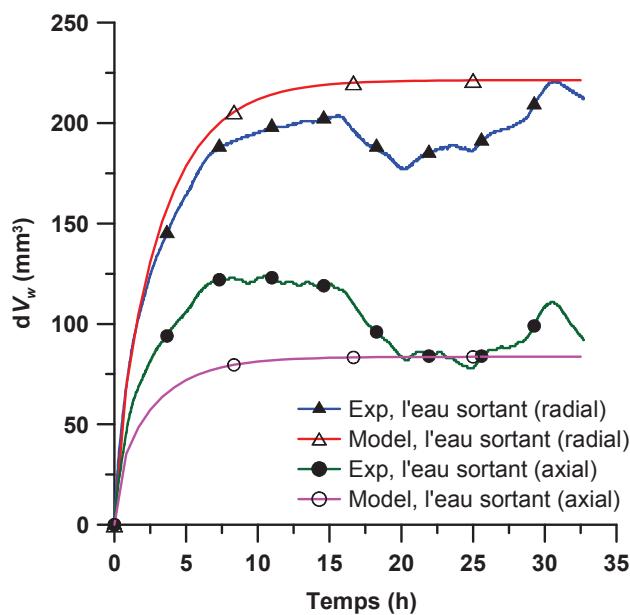


(a)



(b)

*Fig A2. 10 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO2, après le cisaillement, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial*



*Fig A2. 11 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon TO2, après le cisaillement*

iii) Essai de perméabilité après chauffage à 55°C

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 2.2 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 4 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 2,8 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

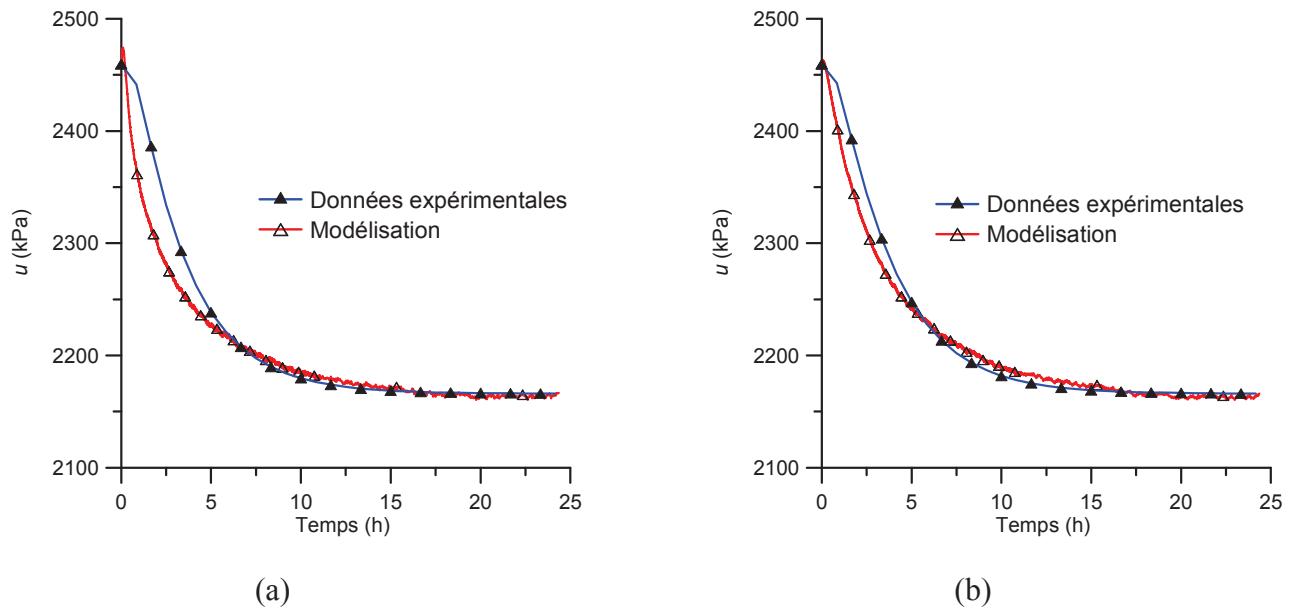


Fig A2. 12 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO2, après chauffage de l'échantillon cisaillé, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

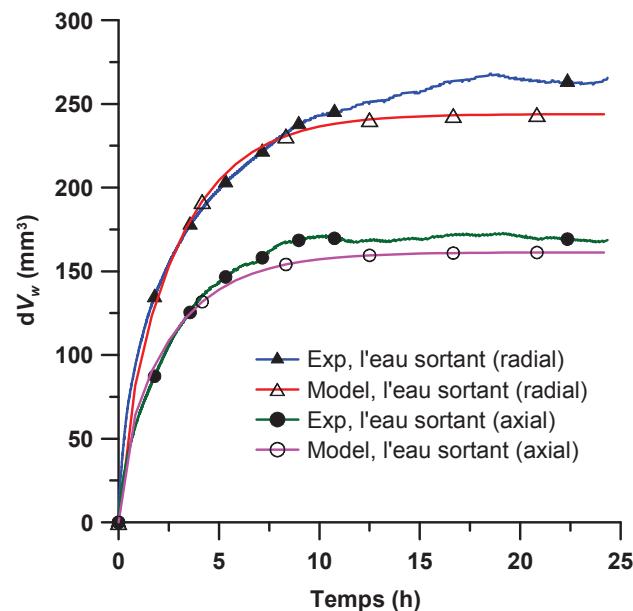


Fig A2. 13 : Modélisation du volume d'eau sortant par le bas (axial) et par la paroi externe (radial) de l'échantillon TO2, après chauffage de l'échantillon cisaillé

### A2.3 Echantillon TO3

L'estimation de la perméabilité de l'échantillon TO3 a été réalisée après la resaturation de l'échantillon, après l'essai déviatorique et après le chauffage à 80°C de l'échantillon cisaillé. Les conditions aux limites et initiale pour ces essais de perméabilité sont présentés sur la Fig A2. 14. La hauteur du géotextile est égale à 30mm.

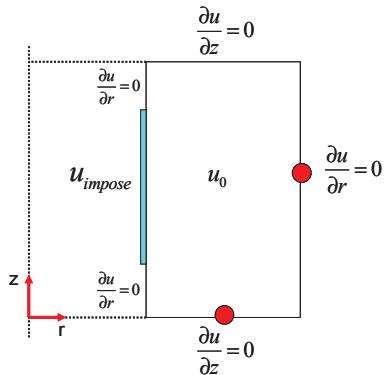


Fig A2. 14 : Essai de perméabilité sur échantillon TO3 ; Conditions aux limites et initiale

#### i) Essai de perméabilité après la resaturation

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 2,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 7,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 1,92 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

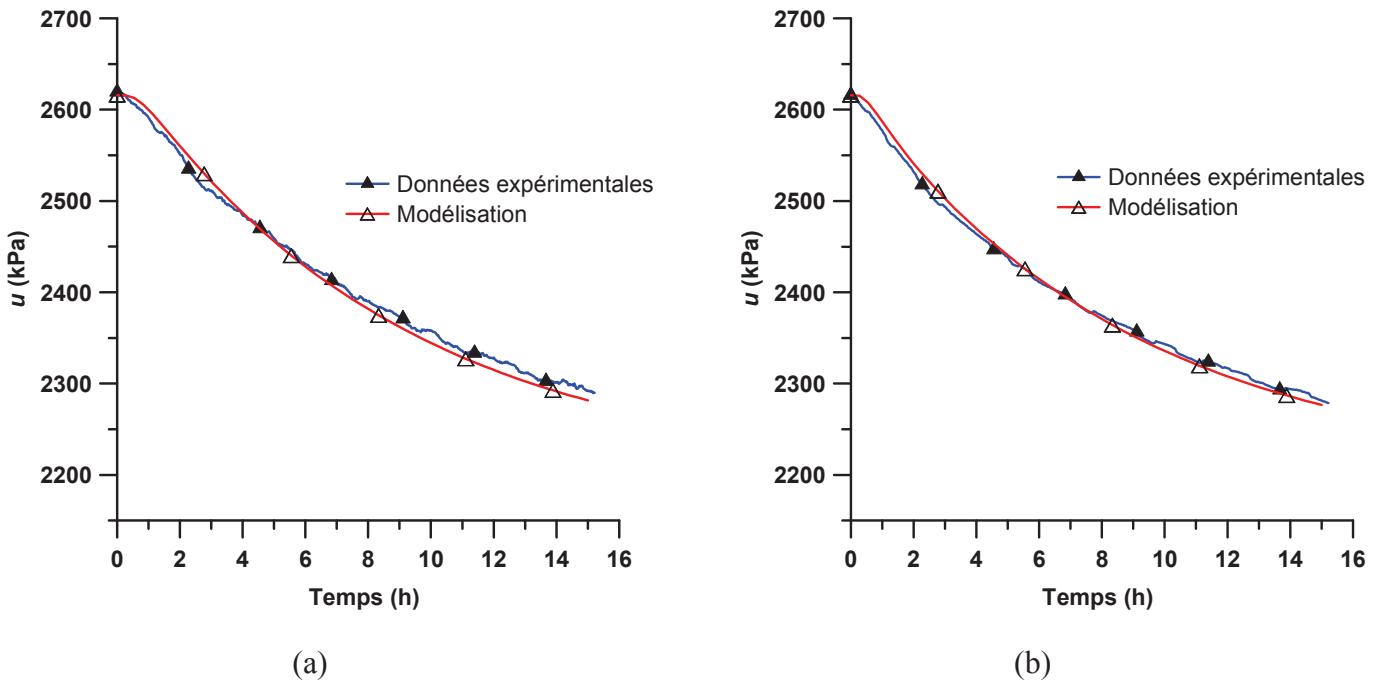


Fig A2. 15 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO3, après la resaturation, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

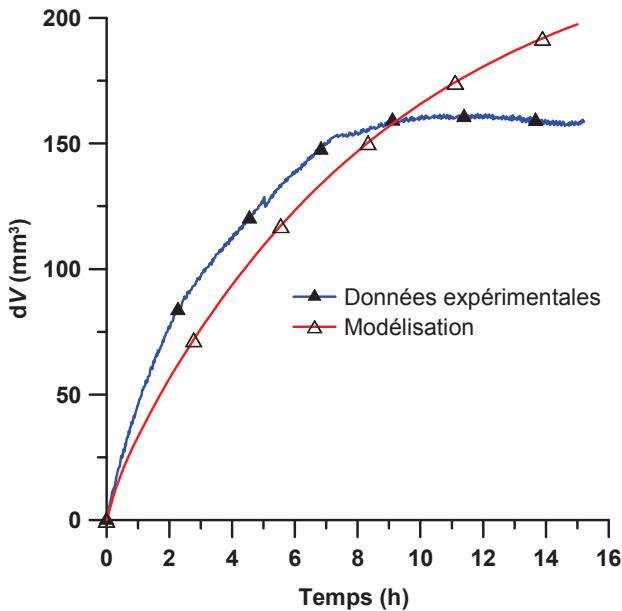


Fig A2. 16 : Modélisation du volume d'eau sortant par la paroi interne de l'échantillon TO3, après la resaturation

ii) Essai de perméabilité après le cisaillement

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 1 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 4 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 1,72 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

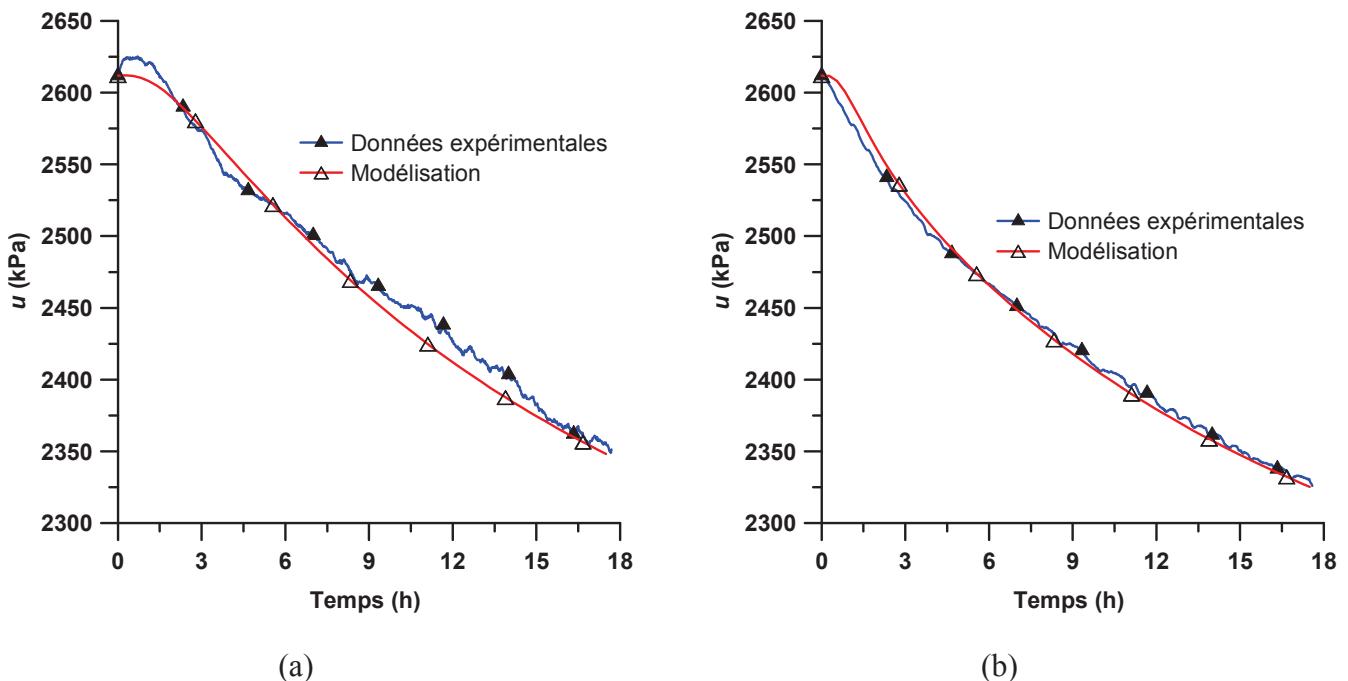


Fig A2. 17 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO3, après le cisaillement, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

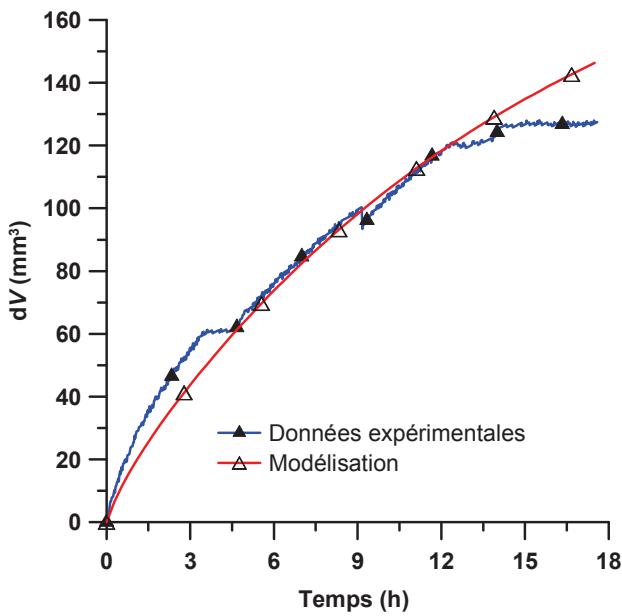


Fig A2. 18 : Modélisation du volume d'eau sortant par la paroi interne de l'échantillon TO3, après le cisaillement

iii) Essai de perméabilité après le chauffage à 80°C

Les paramètres utilisés pour modéliser les résultats de cet essai sont :

$$k_r = 3,5 \times 10^{-20} \text{ m}^2, k_z = 10 \times 10^{-20} \text{ m}^2, S = 1,92 \times 10^{-9} \text{ kPa}^{-1}$$

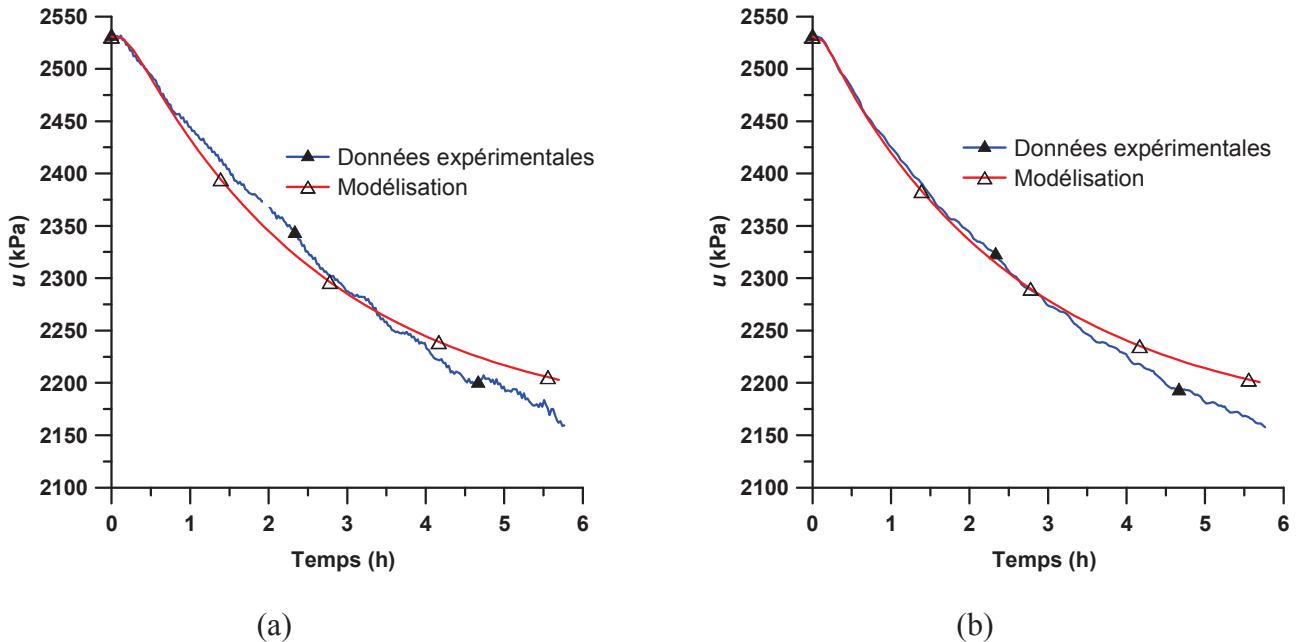


Fig A2. 19 : Modélisation de la dissipation de la pression pendant l'essai de perméabilité sur l'échantillon TO3, après chauffage de l'échantillon cisillé, l'évolution de la pression par le a) capteur de pression radial b) capteur de pression axial

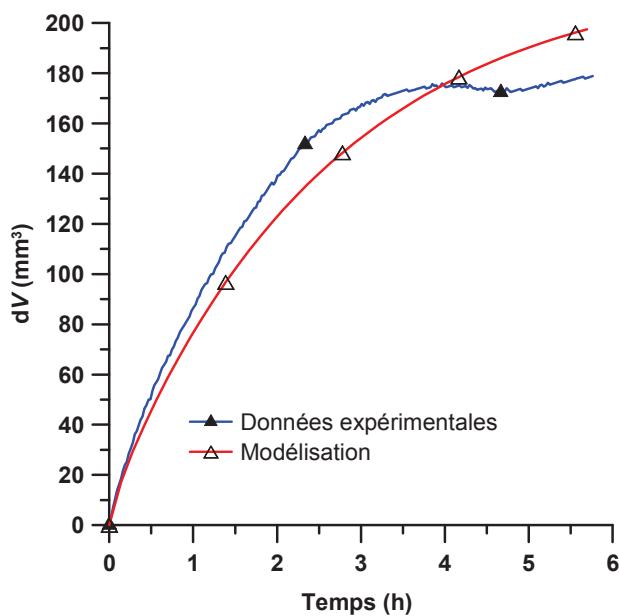


Fig A2. 20 : Modélisation du volume d'eau sortant par la paroi interne de l'échantillon TO3, après chauffage de l'échantillon cisaillé

## *Annexe III*

### **Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom et conditions de réalisation des essais drainés**

**(19<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Marseille, 24-28 août 2009)**

# Détermination de la perméabilité de l'argile de Boom et conditions de réalisation des essais drainés

**M. MONFARED, J. SULEM, S.M. MOHAJERANI, P. DELAGE, A.M. TANG, E. DE LAURE**

*Ecole des Ponts - ParisTech, UR Navier/CERMES, Université Paris-Est, 6 & 8 av B. Pascal, Champs-sur-Marne, F 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2*

## Résumé :

*Cet article présente une méthode d'évaluation de la perméabilité d'une argile peu perméable (argile de Boom) à partir d'un essai de compression isotrope en régime transitoire. Pour ce faire, un échantillon cylindrique d'argile de Boom est placé dans une cellule triaxiale et soumis à une pression interstitielle constante à l'une de ses extrémités. L'augmentation de la pression de confinement à vitesse contrôlée provoque l'accroissement de la pression interstitielle, qu'on mesure à l'autre extrémité de l'échantillon. La perméabilité de l'argile est évaluée en développant une méthode d'identification inverse d'un problème de diffusion de pression dans le milieu poreux.*

## Abstract:

*In this study, the permeability of Boom clay, a low permeability clay, was estimated by using a transient compression test. In this test, a constant pore pressure was imposed at one end of a sample whereas the excess pore pressure generated at the other end during isotropic loading was monitored. The permeability of the sample is evaluated by back analysis of the test results as a one dimensional diffusion problem.*

## Mots clefs: argile, perméabilité, méthodes expérimentales

## 1 Introduction

L'évaluation de la perméabilité est un point crucial dans l'étude du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des argiles à grande profondeur, car ces formations argileuses peuvent être utilisées pour le stockage des déchets radioactifs. Deux types de mesures sont couramment mis en œuvre pour l'évaluation de la perméabilité des géomatériaux. Dans le cas des matériaux suffisamment perméables, celle-ci peut être estimée dans un essai en régime d'écoulement permanent par l'application d'un gradient de pression aux deux extrémités d'un échantillon. Pour les matériaux peu perméables ( $k < 10^{-19} \text{ m}^2$ ), cette méthode ne peut pas être utilisée en raison de la durée considérable nécessaire pour établir un régime d'écoulement permanent et des difficultés expérimentales pour la mesure de très faibles volumes. C'est pourquoi des essais en régime transitoire sont développés dans ce cas et la perméabilité est alors évaluée en utilisant une identification inverse d'un problème de diffusion dans le milieu poreux. Brace et al. [1] ont été parmi les premiers à utiliser cette méthode pour les roches en développant un essai de type 'pulse test'. Ce type de mesure a été effectué par Escoffier et al [2] sur l'argilite du Callovo-Oxfordien du laboratoire souterrain de Bure. D'autres techniques des mesures de la perméabilité basées sur l'analyse de diffusion ont été présentées dans la bibliographie, parmi lesquelles la méthode de pressurisation dynamique [3], la méthode oscillatoire [4]. On peut aussi mentionner la technique consistant à engendrer une surpression interstitielle dans un essai non drainé et à la dissiper en ouvrant le drainage à une extrémité alors qu'on mesure les changements de pression à l'autre extrémité comme l'ont proposé Hart et Wang [5] et Ghabezloo et al.[6]. Dans cet article, la détermination de la perméabilité de l'argile de Boom est effectuée par une technique proche de cette dernière : un échantillon placé dans une cellule triaxiale est chargé par l'augmentation de la pression de confinement ; une extrémité de l'éprouvette est connectée à un contrôleur de pression, à pression imposée constante alors que l'autre est fermée. La perméabilité est évaluée à partir de la mesure de la surpression interstitielle du côté de l'extrémité fermée pour différentes vitesses de sollicitation. La méthode utilisée permet d'une façon générale d'étudier l'influence de l'état de contraintes sur la perméabilité en utilisant un seul essai [6]. Cette étude permet aussi de discuter des conditions de réalisation des essais drainés pour

lesquels la surpression interstitielle générée dans l'échantillon doit être théoriquement nulle et pratiquement très faible devant la variation de la contrainte de confinement.

Le matériau étudié est l'argile de Boom, excavée dans une formation argileuse située à environ 230m dans le laboratoire souterrain de Mol en Belgique. Ce matériau a été largement étudié dans la bibliographie [7,8, 9,10 ,11] : la porosité totale est de 35%, le module de compression drainé moyenne est de 120MPa et la perméabilité a des valeurs comprises entre 1 et  $6 \times 10^{-19} \text{ m}^2$ .

## 2 Programme expérimental

### 2.1 Dispositif expérimental et mise en place de l'échantillon

Les essais présentés dans cette étude sont réalisés dans une nouvelle cellule triaxiale à cylindre creux, (Figure1). Cette cellule permet l'application des mêmes sollicitations qu'un système triaxial classique, mais elle est spécifiquement conçue pour les matériaux peu perméables. En effet, la longueur de drainage est réduite à 10mm (demi épaisseur du cylindre creux), soit environ 4 fois moins que pour les essais triaxiaux classiques réalisés sur des échantillons de 80mm de hauteur. Elle permet donc une cinétique 16 fois plus rapide des écoulements et une réduction significative des temps de saturation.

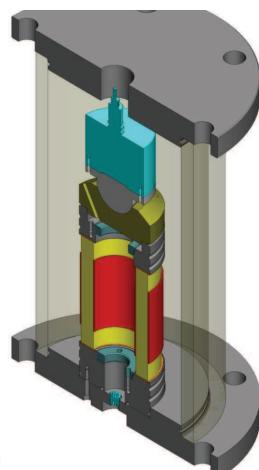


FIG. 1– Cellule triaxiale à cylindre creux

Un échantillon d'argile de Boom ayant la forme d'un cylindre creux avec un diamètre extérieur de 100mm, un diamètre intérieur de 60mm et une hauteur de 80mm est placé dans la cellule triaxiale à cylindre creux. La procédure de saturation consiste i) à atteindre par palier (environ 500 kPa) une pression confinement de 3,25MPa, ii) à appliquer une contre pression de 1MPa et ii) à attendre (45 jours dans ce cas) la stabilisation des échanges entre l'échantillon et le contrôleur pression/volume (CPV). Cette procédure vise à empêcher tout gonflement préalable pour préserver l'état initial de l'éprouvette.

### 2.2 Mesure du coefficient de Skempton et du module de compression drainé

La mesure du coefficient de Skempton  $B_s$  de l'argile de Boom a été effectuée dans un cycle de chargement déchargeant non-drainé avec une vitesse de 100kPa/min (Figure 2), et une valeur de 0,96 a été trouvée. Le module de compression drainé  $K_d$ , a été mesuré pendant un essai de compression isotrope avec les drainages ouverts avec une vitesse de changement de la pression de confinement de 0,5kPa/min ; cette vitesse est couramment utilisée dans la bibliographie pour les essais drainés [12,13]. Le résultat de cet essai est présenté sur la figure (3) et une valeur de 194MPa a été trouvée pour  $K_d$ . Cette valeur est négligeable devant le module de compressibilité des graines  $K_s$  pour ce type de matériau qui est à l'ordre de 50 GPa [14] donc le coefficient de Biot est quasiment égal à 1. Dans la section 3.2 on discutera de la pertinence de la vitesse de chargement utilisée.

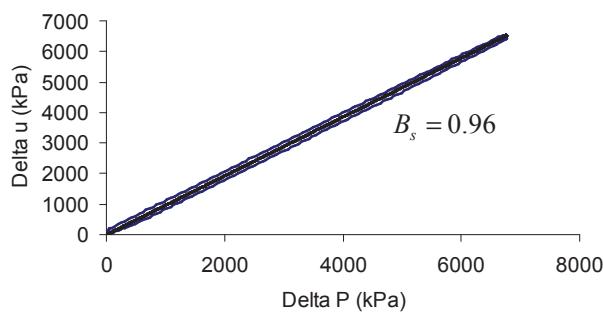


FIG. 2—Mesure du coefficient de Skempton.

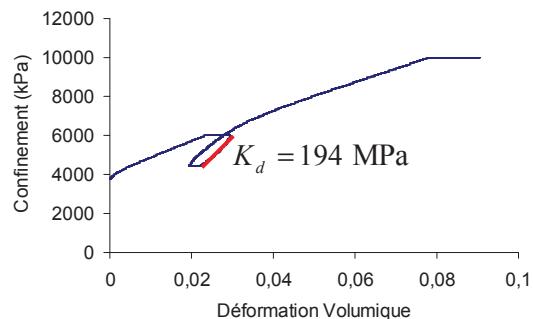


FIG. 3— Mesure du module de compression drainé

### 2.3 Description des essais de perméabilité

Pour réaliser un essai de perméabilité, une contre pression de 1MPa est tout d'abord appliquée à une extrémité de l'échantillon, la pression de confinement est ensuite augmentée à vitesse constante et la surpression interstitielle engendrée à l'autre extrémité de l'échantillon est enregistrée par un capteur de pression placé juste en bas de l'échantillon (Figure 4).

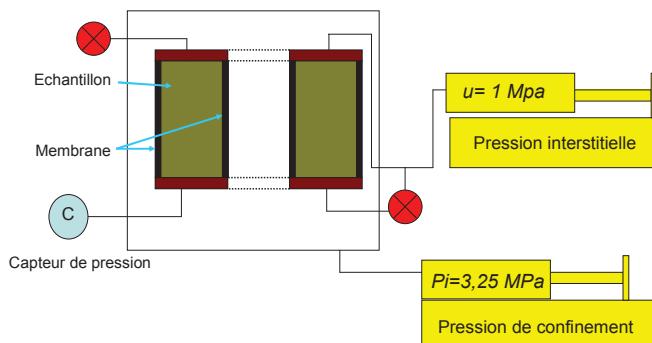


FIG. 4— Schéma de l'essai de perméabilité

Deux essais ont été réalisés avec des vitesses respectives de 0,5 et 0,1kPa/min. Les résultats montrent que pour une augmentation de 500kPa de la pression de confinement à la vitesse de 0,5kPa/min, une surpression interstitielle de plus de 400kPa est engendrée à l'autre extrémité de l'échantillon (Figure 5-a), alors que pour vitesse de 0,1kPa/min et un accroissement de la pression de confinement de 100kPa, la surpression est de 80kPa (Figure 5-b). L'effet de la vitesse de chargement est illustré par les pentes différentes des droites de figures 5-a et 5-b.

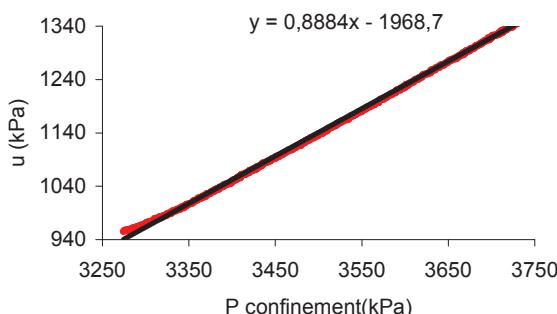


FIG. 5— a) vitesse de 0,5 kPa/min

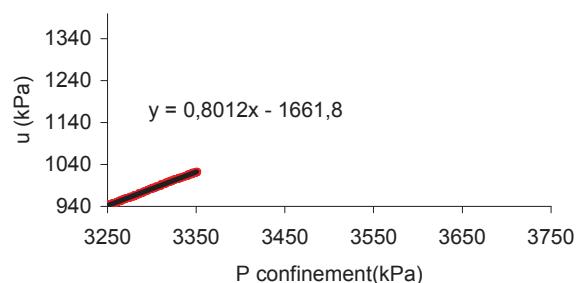


FIG. 5— b) vitesse de 0,1 kPa /min

### 3 Analyse des essais

#### 3.1 Simple drainage

Les essais présentés dans la section précédente peuvent être modélisés en utilisant le modèle unidimensionnel représenté sur la figure (6). Dans le cas d'un milieu poreux élastique, isotrope, saturé et homogène à l'échelle macroscopique l'équation unidimensionnelle de diffusion de la pression interstitielle  $u$  en fonction de la variation de la contrainte moyenne  $p$  s'écrit de la façon suivante [15] :

$$\frac{du}{dt} = B_s \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\beta_u k}{\mu_f} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

où  $B_s$  est le coefficient Skempton,  $k$  la perméabilité,  $\mu_f$  la viscosité du fluide,  $\beta_u$  est le coefficient d'emmagasinement dont l'expression est donnée par :

$$\beta_u = \frac{1}{n(1/K_f - 1/K_\phi) + (1/K_d - 1/K_s)} \quad (2)$$

Dans l'équation(2),  $K_d$ ,  $K_f$ ,  $K_\phi$ ,  $K_s$  sont respectivement le module de compression drainé du matériau, celui du fluide interstitiel, celui du volume poreux et celui de la phase solide, et  $n$  est la porosité. Pour les matériaux assez compressibles comme les sols,  $K_d$  est négligeable devant  $K_f$ ,  $K_s$ ,  $K_\phi$  et le coefficient d'emmagasinement est sensiblement égal au module de compression drainé ( $\beta_u \approx K_d$ ).

La contrainte de préconsolidation de l'argile de Boom est comprise entre 5 et 6 MPa, ce qui indique que pour la gamme de contrainte effective utilisée dans les tests ( $\sigma' \leq 2.5$  MPa) le comportement peut raisonnablement être considéré comme élastique. Afin de simuler numériquement les deux essais, on résout l'équation (1) avec la méthode de différence finie en imposant les conditions aux limites suivantes :

$$\text{pour } h = 0 \text{ cm}, \frac{\partial u}{\partial z} = 0; \text{ pour } h = 8 \text{ cm}, u = 1 \text{ MPa}$$

D'après la bibliographie [9,10], la valeur moyenne de  $K_d$  pour l'argile de Boom est de 120 MPa. En utilisant une valeur de  $3.2 \times 10^{-19} \text{ m}^2$  pour la perméabilité les mesures de surpression interstitielle sont correctement reproduites par le modèle (Figure 7).

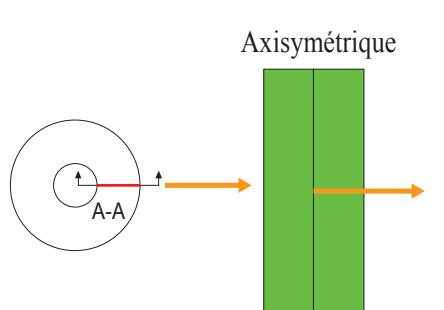


FIG. 6– Modèle unidimensionnel

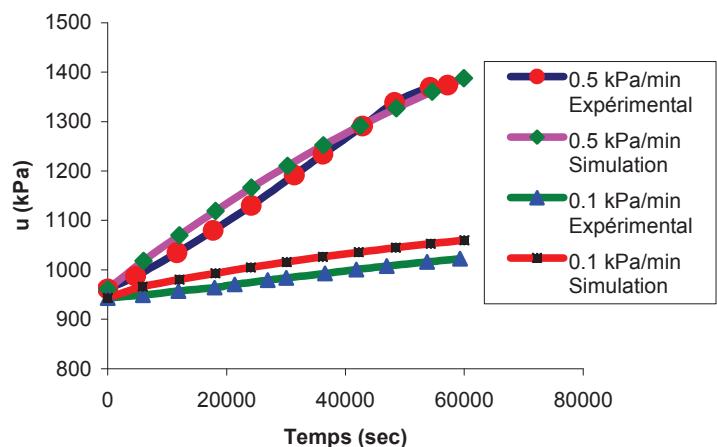


FIG. 7– Comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique

#### 3.2 Double drainage

Si on suppose à présent que on applique un drainage aux deux extrémités de l'échantillon, l'équation (1) peut être résolue avec les conditions aux limites suivantes :

$$\text{pour } h = 0 \text{ cm}, u = 1 \text{ MPa}; \text{ pour } h = 4 \text{ cm}, \frac{\partial u}{\partial z} = 0; \text{ pour } h = 8 \text{ cm}, u = 1 \text{ MPa}$$

La surpression engendrée à l'intérieur de l'échantillon pour une augmentation de 500kPa de la pression de confinement avec une vitesse de 0,5kPa/min (Figure 8), montre clairement que cette vitesse n'est pas adaptée pour réaliser des essais drainés. Par conséquent, la valeur de  $K_d$  obtenue dans la section 3.2 surestime le module de compression drainé pour l'argile de Boom.

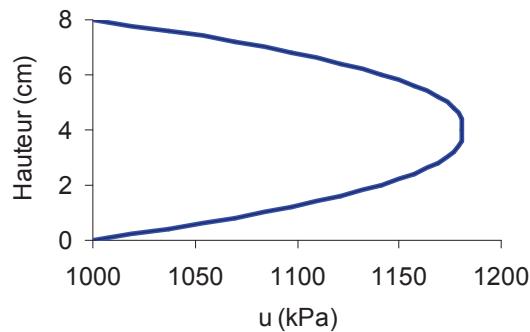


FIG. 8– Simulation de la surpression engendrée à l'intérieur de l'échantillon sous double drainage

### 3.3 Vérification

Afin de vérifier la valeur estimée pour la perméabilité, un essai de consolidation a été effectué. Pour cela un incrément de chargement de 500kPa (de 3250 à 3750kPa de confinement) est appliqué rapidement et les deux drainages en haut et en bas de l'échantillon sont connectés à un CPV qui impose une pression de 1MPa. La figure (9) montre le changement de volume fluide dans le CPV.

Dans un essai pour lequel la pression de confinement est maintenue constante, l'équation (1) est réduite à l'équation de consolidation de Terzaghi :

$$\frac{du}{dt} = \frac{\beta_u k}{\mu_f} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3)$$

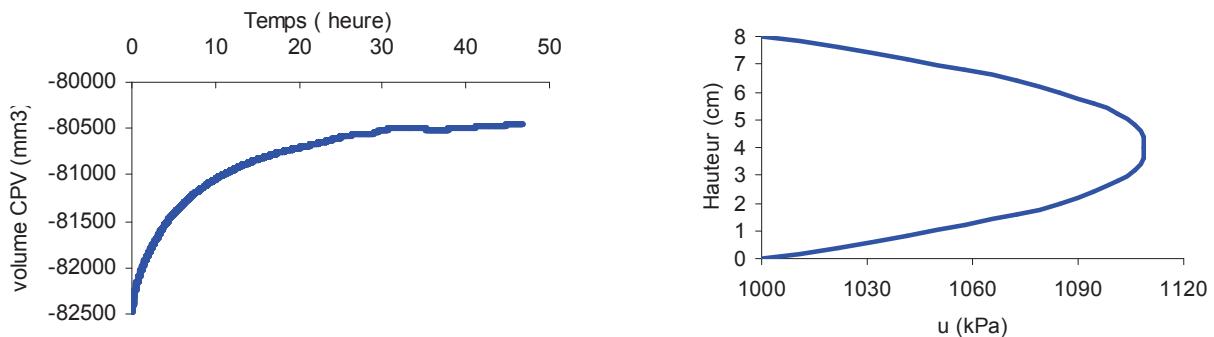


FIG. 9– Consolidation de l'échantillon après un palier de 500kPa

FIG. 10– Surpression engendrée dans l'échantillon pour une vitesse équivalente de 0,28 kPa/min

La stabilisation du volume de l'échantillon après 30 heures montre la dissipation de la surpression engendrée dans l'échantillon. En appliquant la théorie de consolidation de Terzaghi, (équation 3), et en utilisant la valeur estimée pour la perméabilité, un degré moyen de consolidation de 99% a été trouvé, ce qui confirme

la valeur estimée pour la perméabilité.

Cet essai montre que la surpression engendrée dans l'échantillon par un incrément de chargement de 500kPa est dissipée après 30 heures ; en revanche l'analyse présentée dans la partie 4.2 montre que si une vitesse équivalente de 0,28kPa/min (correspondant à l'application de 500kPa pendant 30 heures) est utilisée pour le changement de confinement, une surpression de 108kPa (soit 20% de l'incrément de pression de confinement) sera engendrée dans l'échantillon, (Figure 10). Cette comparaison montre l'intérêt de réaliser les essais en chargeant l'échantillon par palier dans le cas des matériaux très peu perméables.

## 4 Conclusion

Une technique de détermination de la perméabilité des matériaux très peu perméables est présentée. La valeur de perméabilité trouvée a été vérifiée en utilisant un essai de consolidation. L'analyse présentée montre en particulier que la vitesse de 0,5kPa/min, qui est une vitesse couramment utilisée dans la réalisation des essais drainés sur les matériaux argileux, est trop rapide et conduit à surestimer le module de compression drainé. Les résultats de la partie 3.3 montrent qu'un chargement par palier est recommandé pour la réalisation des essais drainés.

**Remerciements :** Cette étude fait partie des travaux de thèse du 1<sup>er</sup> auteur, financés par le projet européen TIMODAZ (F16W-CT-2007-036449). Les auteurs remercient également S. Ghabezloo pour ses remarques très constructives et MM. X Boulay et J. Thiriat, techniciens supérieurs de l'UR Navier/CERMES.

## References

- [1] Brace W., Walsh J., Frangos W., Permeability of granite under high pressure. *J Geophys Res*, 73 (6), 2225 – 36, 1968.
- [2] Escoffier S., Homand F., Giraud A., Hoteit N., Su K., Under stress permeability determination of the Meuse/Haute-Marne mudstone, *Eng Geol*, 81(3), 329–40, 2005.
- [3] Scherer G.W., Dynamic pressurization method for measuring permeability and modulus: I. Theory. *Mater Struct*, 39, 1041–57 2006.
- [4] Kranz R.L., Saltzman J. S., Blacic J. D., Hydraulic diffusivity measurement on laboratory rock samples using an oscillating pore pressure method, *Int J Rock Mech Min Sci*, 27(2), 345-352, 1990.
- [5] Hart D.J., Wang H.F., A single test method for determination of poroelastic constants and flow parameters in rocks with low hydraulic conductivities, *Int J Rock Mech Min Sci*, 38, 577–83, 2001.
- [6] Ghabezloo S., Sulem J., Saint-Marc J., Evaluation of a permeability–porosity relationship in a low-permeability creeping material using a single transient test, *Int J Rock Mech Min Sci*, 46(4), 761-768, 2008.
- [7] Bernier F., Li XL., Bastiaens W., Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation, *Géotechnique*, 57(2), 229–37, 2007.
- [8] Mertens J., Bastiaens W., Dehandschutter B., Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay around the underground excavations (URF, Mol, Belgium). *Appl Clay Sci*, 26, 413–28, 2004.
- [9] Delage P., Sultan N., Cui Y.J., On the thermal consolidation of Boom clay, *Can Geotech J*, 37, 343–54, 2000.
- [10] Baldi G., Borsetto M., Hueckel T., Calibration of mathematical models for simulation of thermal, seepage and mechanical behaviour of Boom clay, final report, EUR 10924 EN, Luxembourg: Commission of the European Communities, 1987.
- [11] Baldi G., Hueckel T., Peano A., Pellegrini R., Developments in modelling of thermo-hydro-mechanical behaviour of Boom clay and clay-based buffer materials, vols. 1 and 2. EUR 13365/1 and 13365/2, Luxembourg: Commission of the European Communities, 1991.
- [12] Coll C., Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble I,I, 257 p, 2005.
- [13] Sultan N., Delage P., Cui Y.J., Comportement thermomécanique de l'argile de Boom, *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences - Series IIB – Mechanics*, 328(6), 457-463, 2000.
- [14] Skempton A.W., Effective stress in soils, concrete and rocks, Conference on pore pressure and suction in soils, 4-16, London, Butterworths, 1960.
- [15] Rice J.R., Cleary, M.P., Some basic stress diffusion solutions for fluid saturated elastic porous media with compressible constituents, *Rev. of geophysics and space physics*, 14(2), 227-240, 1976.