



**HAL**  
open science

# Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches couverture des réservoirs pétroliers

Aurélien Noiret

► **To cite this version:**

Aurélien Noiret. Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches couverture des réservoirs pétroliers. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2009. Français. NNT : 2009INPL014N . tel-01748752

**HAL Id: tel-01748752**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01748752>**

Submitted on 29 Mar 2018

**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.



## AVERTISSEMENT

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

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

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

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

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

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

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

# **INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE**

École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy  
Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages  
École Doctorale RP2E

## **THÈSE**

Présentée en vue de l'obtention du grade de :

**DOCTEUR DE L'I.N.P.L.**

Spécialité :

**Génie civil – Hydrosystèmes – Géotechnique**

Par :

**Aurélien NOIRET**

---

## **Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches couverture des réservoirs pétroliers**

---

Date de soutenance : le 10 mars 2009  
devant la Commission d'Examen

Membres du jury :

Rapporteurs : HICHER Pierre-Yves  
SHAO Jian-Fu

Examineurs : ARMAND Gilles  
BEMER Elisabeth  
BEN SLIMANE Karim  
GIRAUD Albert

Directeur de thèse : HOMAND Françoise

---

---

## Remerciements

Au terme de ce travail de thèse, je suis particulièrement heureux de pouvoir écrire ces quelques lignes qui me permettent de faire un petit signe aux personnes ayant participé et encouragé le long de ces trois années et quelques mois...

Tout d'abord, ce travail de thèse est le fruit d'un partenariat entre le Laego et l'IFP. A ce titre, je remercie Françoise Homand d'avoir accepté d'encadrer cette thèse. Un grand merci à Elisabeth Bemer qui aura eu la lourde tâche de me côtoyer au jour le jour. Elisabeth, j'espère que ces 3 années m'auront permis d'acquérir un peu de ta rigueur...

Mes remerciements s'adressent dans un deuxième temps aux membres du jury : Albert Giraud pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury, également à Pierre-Yves Hicher et Jian-Fu Shao pour avoir consacré une partie de leur temps précieux à l'examen de ce mémoire, mais aussi Gilles Armand et Karim Ben Slimane pour avoir lu attentivement ces pages.

De plus, je souhaite exprimer ma reconnaissance envers l'IRSN et l'Andra pour m'avoir fourni les échantillons sur lesquels s'appuient ces travaux, mais aussi à l'égard de Frédérique Fournier, Olga Vizika et Jean-Marc Lombard pour m'avoir accueilli au sein de l'IFP.

Je tiens à souligner que la partie expérimentale présentée dans ce mémoire est avant tout le fruit d'une collaboration avec de nombreuses personnes. Sur ce point, je tiens à remercier : Jacques, sans qui je serais toujours en train de me battre avec la tuyauterie ; Jean-Luc, désolé pour tous les composants électroniques que j'ai pu griller ; Valérie, grâce à qui je connais maintenant la différence entre étalonnage et calibration ; Dominique, si mes échantillons sont cylindriques ce n'est pas grâce à moi ; enfin, Jean-François et Bernard avec qui j'ai apprécié discuter, que le sujet se rapporte aux argilites ou non...

Bien que mes séjours à Nancy fussent de courte durée, ils n'en restèrent pas moins enrichissants. A ce titre je tiens à associer mes remerciements à Richard Giot pour m'avoir fait une place dans son bureau, son aide et le temps consacré à la réalisation des simulations numériques.

Enfin, je tiens à remercier Michel Bornert et son équipe qui m'ont permis d'utiliser les infrastructures du LMS, notamment le MEB, tout en me faisant partager leur grande expérience sur les techniques de corrélation d'images numériques.

Je terminerai ces remerciements par une pensée pour mes proches et amis avec qui j'ai pu partager des moments de joies, mais aussi de doutes durant ces quelques années. J'ai sûrement plus d'un défaut et les argilites n'étaient généralement pas votre tasse de thé, mais merci d'avoir été présents. J'espère que vous vous reconnaitrez...

d^^b

---

---

## Table des matières

<b>1</b>	<b>Structure et sensibilité des matériaux argileux .....</b>	<b>4</b>
1.1	Structure des argiles .....	4
1.1.1	Les minéraux argileux.....	4
1.1.2	Notion d'échelle dans les matériaux argileux .....	7
1.1.3	Microstructure et porosité des roches argileuses.....	10
1.1.4	Observations sur l'argilite de Tournemire .....	11
1.2	Sensibilité des roches argileuses.....	14
1.2.1	Cas d'une roche argileuse saturée.....	14
1.2.2	Cas d'une roche argileuse non saturée.....	17
1.2.3	Caractérisation du gonflement .....	19
1.2.4	Influence de la minéralogie et de l'organisation structurale .....	20
<b>2</b>	<b>Propriétés et comportement mécanique des roches argileuses.....</b>	<b>22</b>
2.1	Minéralogie et propriétés physiques.....	22
2.1.1	Définition des propriétés physiques.....	22
2.1.2	Argilite de Meuse / Haute Marne (Bure) .....	23
2.1.3	Argilite de Tournemire .....	25
2.1.4	Argile à Opalinus (Mont Terri).....	27
2.1.5	Argile de Boom.....	28
2.1.6	Synthèses des données minéralogiques et pétrophysiques.....	28
2.2	Propriétés mécaniques des roches argileuses .....	33
2.2.1	Présentations des paramètres mécaniques.....	33
2.2.2	Protocole de mesures des caractéristiques mécaniques.....	34
2.2.3	Synthèses des paramètres mécaniques .....	37
2.3	Evolution de la structure d'une argile raide soumise à un chargement .....	42
2.3.1	Comportement d'une argile raide à l'échelle macroscopique .....	42
2.3.2	Evolution de la microstructure des roches argileuses en cours de chargement.....	43
2.4	Essai de compression uniaxiale d'un échantillon d'argilite de Tournemire.....	44
2.4.1	Principe de la méthode de corrélation d'images numériques.....	44
2.4.2	Incertitudes de mesure .....	47
2.4.3	Préparation des échantillons .....	48
2.4.4	Essai mécanique.....	49
2.4.5	Observation de la microstructure en cours de chargement.....	53
<b>3</b>	<b>Couplage hydromécanique .....</b>	<b>59</b>
3.1	Formulation générale de la loi de comportement poroélastique.....	59
3.1.1	Hypothèse de petites perturbations .....	59
3.1.2	Equations d'équilibre.....	60
3.1.3	Equations d'état du fluide .....	61
3.1.4	Approche thermodynamique des milieux poreux .....	62

3.1.5	Lois de Conduction .....	63
3.1.6	Equations d'état du squelette solide et du milieu poreux .....	64
3.1.7	Loi de comportement poroélastique.....	65
3.2	Symétries particulières .....	67
3.2.1	Poroélasticité linéaire orthotrope .....	67
3.2.2	Poroélasticité linéaire isotrope transverse (ou orthotrope de révolution).....	68
3.2.3	Poroélasticité linéaire isotrope .....	71
3.3	Problème de diffusion.....	72
3.3.1	Equation de diffusion couplée.....	73
3.3.2	Equation de diffusion non couplée.....	74
3.3.3	Equation de consolidation.....	76
<b>4</b>	<b>Détermination des paramètres poroélastiques à partir d'essais œdométriques.....</b>	<b>80</b>
4.1	Description du dispositif expérimental.....	80
4.2	Détermination théorique des paramètres poroélastiques .....	82
4.2.1	Plan de stratification perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette .....	83
4.2.2	Plan de stratification parallèle à l'axe de l'éprouvette .....	85
4.2.3	Identification des paramètres poroélastiques dans le cas isotrope .....	88
4.2.4	Détermination des propriétés poroélastiques sous chargement triaxial .....	89
4.3	Données poroélastiques disponibles sur l'argilite de Meuse / Haute –Marne.....	93
4.3.1	Problématique de la resaturation.....	94
4.3.2	Protocoles expérimentaux mis en oeuvre.....	95
4.3.3	Données disponibles .....	97
4.4	Présentation des échantillons étudiés dans cette thèse .....	101
4.4.1	Provenance des échantillons .....	101
4.4.2	Usinage et stockage des échantillons.....	102
4.5	Saturation des échantillons .....	103
4.5.1	Resaturation sous cloche à vide .....	103
4.5.2	Resaturation par balayage.....	105
4.6	Données poroélastiques obtenues sur l'argilite de Tournemire.....	107
4.6.1	Courbes œdométriques et chemin de chargement.....	107
4.6.2	Paramètres poroélastiques de l'argilite de Tournemire.....	109
<b>5</b>	<b>Estimation de la perméabilité intrinsèque.....</b>	<b>119</b>
5.1	Méthodes transitoires.....	119
5.1.1	Spécificité des matériaux argileux .....	119
5.1.2	Méthodologies et données disponibles .....	120
5.1.3	Principes et hypothèses.....	122
5.2	Modélisation numérique des essais œdométriques.....	124
5.2.1	Influence de l'anisotropie transverse .....	124
5.2.2	Interprétation isotrope.....	130



---

5.2.3	Etude a posteriori des essais sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne .....	131
5.2.4	Etude a posteriori des essais sur l'argilite de Tournemire.....	136
5.3	Conclusion .....	139
<b>6</b>	<b>Comportement des couvertures à l'échelle du réservoir.....</b>	<b>141</b>
6.1	Lien entre la simulation réservoir et la modélisation géomécanique.....	142
6.1.1	La simulation réservoir .....	142
6.1.2	Méthodes de couplage et modélisation géomécanique .....	144
6.2	Descriptif du modèle .....	145
6.2.1	Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle .....	145
6.2.2	Données de production .....	147
6.3	Comportement des couches couvertures durant la période de production .....	149
6.3.1	Paramètres du modèle.....	149
6.3.2	Etape initiale et équilibre géostatique .....	152
6.3.3	Résultats et discussions.....	152

## **A Annexes**

- A.1 Annexe du chapitre 2
- A.2 Annexe du chapitre 4
- A.2 Annexe du chapitre 6

---

## Liste des figures

Figure 1.1 : Eléments structuraux : tétraèdres (T) et octaèdres (O) [Eslinger et Pevear, 1988] .....	5
Figure 1.2 : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux [Grim, 1968] .....	6
Figure 1.3 : Différents assemblages [Griffith et Jos, 1991] .....	7
Figure 1.4 : Structure des argiles [Yven B. et al., 2007] .....	9
Figure 1.5 : Cristal de calcite (Cal.) et Cristal de quartz (Q) dans la matrice argileuse, Observations au MEB [Sammartino et al., 2001] .....	10
Figure 1.6 : Observations au MEB de l'argilite de Tournemire (IRSN PH4 8660) .....	13
Figure 1.7 : Distribution des ions près des feuillets selon la théorie de la double couche [Mitchell, 1991] cité par [Gaombalet, 2004] .....	15
Figure 1.8 : Angle de contact à la jonction de 3 phases : solide, liquide et gazeuse (cas d'un liquide mouillant pour le solide considéré) .....	18
Figure 1.9 : Remontée capillaire .....	19
Figure 2.1 : Coupe géologique du site de Bure [ANDRA, 2005] .....	24
Figure 2.2 : Coupe géologique du site de Tournemire [Boisson et al., 1998] .....	25
Figure 2.3 : Propriétés physiques et minéralogiques de l'argilite de Tournemire [Cabrera et al., 2001] .....	26
Figure 2.4 : Coupe géologique du site de Mont Terri .....	27
Figure 2.5 : Détermination des modules élastiques de déformation sur une courbe contrainte / déformation .....	34
Figure 2.6 : Corrélations entre le module de Young et la teneur en eau pour quelques roches argileuses [Coll, 2005, d'après Bérest et al., 2000] .....	38
Figure 2.7 : Exemple de courbes contrainte / déformation avec cycles de décharge / recharge : (a) compression uniaxiale, (b) compression triaxiale sous 10 MPa de confinement [Chiarelli et al., 2003] .....	42
Figure 2.8 : Schéma d'intégration [Bornert, 1996] .....	47
Figure 2.9 : Dispositif de compression uniaxiale au sein du MEB (LMS) .....	50
Figure 2.10 : Dimensions de l'échantillon et positions des zones d'étude .....	50
Figure 2.11 : Essai de compression simple in situ, courbe contrainte / déformation (IRSN PH4 8660) .....	52
Figure 2.12 : Microfissure à la base de l'échantillon soumis à un chargement mécanique (IRSN PH4 8660) .....	53
Figure 2.13 : Champs des déformations équivalentes (légende : entre les étapes $n_1$ et $n_2$ / grossissement utilisé / bornes de la légende (%)) ; IRSN PH4 8660) .....	54
Figure 2.14 : Décomposition du champ des déformations équivalentes pour la zone d'étude n°2 (IRSN PH4 8660) .....	55
Figure 2.15 : courbes contrainte axiale / déformation moyenne équivalente des 2 zones étudiées à différentes échelles d'observation (IRSN PH4 8660) .....	56
Figure 3.1 : Le milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus [Coussy, 1991] .....	59
Figure 4.1 : Descriptif d'un œdomètre .....	81
Figure 4.2 : PID d'un œdomètre .....	81
Figure 4.3 : Orientation des échantillons .....	82
Figure 4.4 : Schéma de l'essai triaxial .....	90
Figure 4.5 : Evolution du module œdométrique drainé en fonction de la contrainte axiale effective .....	98
Figure 4.6 : Evolution du coefficient de Biot en fonction de la contrainte axiale effective .....	98
Figure 4.7 : Evolution du module d'incompressibilité drainé en fonction de la contrainte axiale effective .....	100

Figure 4.8 : Evolution du module d'incompressibilité la matrice solide en fonction de la contrainte axiale effective.....	100
Figure 4.9 : Evolution du module d'incompressibilité la matrice solide pour les valeurs de $K_s < 10000$ MPa (détail de la figure 4.8) .....	101
Figure 4.10 : Images scanner d'échantillons d'argilites de Tournemire (a) et de Meuse / Haute-Marne (b).....	103
Figure 4.11 : Fracturation superficielle de l'échantillon ANDRA EST 26485 .....	104
Figure 4.12 : Phénomène de gonflement en condition œdométrique .....	104
Figure 4.13 : Resaturation par balayage de l'échantillon IRSN PH4 5760-2.....	106
Figure 4.14 : Resaturation par balayage de l'échantillon IRSN PH4 950-3.....	107
Figure 4.15 : Courbes œdométriques .....	108
Figure 4.16 : Evolution de la contrainte radiale et du déplacement en fonction du temps (IRSN PH4 5760-2). 109	
Figure 4.17 : Modules œdométriques des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998).....	112
Figure 4.18 : Coefficients de Biot isotropes transverses de l'argilite de Tournemire .....	112
Figure 4.19 : Coefficients de Biot des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998).....	113
Figure 4.20 : Module d'incompressibilité de la matrice solide des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998).....	114
Figure 4.21 : Cohérence des modules de cisaillement obtenus à partir des cycles drainés et non drainés.....	115
Figure 4.22 : Comparaison des modules œdométriques non drainés .....	116
Figure 4.23 : Evolution du module d'incompressibilité apparent du fluide en fonction de l'état de saturation..	116
Figure 5.1 : Principe du pulse test [Homand et al., 2004].....	120
Figure 5.2 : Principe des cycles hydromécanique .....	124
Figure 5.3 : Conditions aux limites .....	125
Figure 5.4 : Maillage 3D d'un œdomètre .....	125
Figure 5.5 : Angles d'Euler.....	126
Figure 5.6 : Anisotropie du tenseur de perméabilité .....	128
Figure 5.7 : Influence de l'anisotropie du tenseur de Biot .....	129
Figure 5.8 : Maillage axisymétrique .....	131
Figure 5.9 : Incrément de charge hydromécanique de 2,8 à 4,1 MPa de pression de pore sous différents chargements axiaux .....	133
Figure 5.10 : Incrément de charge hydromécanique de 4,0 à 5,5 MPa de pression de pore sous différents chargements axiaux .....	134
Figure 5.11 : Temps d'équilibre pour un chargement hydromécanique.....	135
Figure 5.12 : Temps d'équilibre pour un chargement mécanique.....	135
Figure 5.13 : Phases de charge hydromécanique pour différents niveaux de chargement (IRSN 5760-1) .....	137
Figure 5.14 : Phase de charge hydromécanique pour différents niveaux de chargement (IRSN 5760-2).....	138
Figure 6.1 : Couplage partiel : échanges de données entre les simulations réservoirs et géomécaniques durant une itération d'après [Longuemare et al., 2002] .....	144
Figure 6.2 : Modèle géomécanique : description des dimensions et du nombre de mailles de chacune des quatre parties du modèle. ....	146
Figure 6.3 : Réservoir (exagération verticale ( $Z*2$ )): représentation de la profondeur des éléments du réservoir et localisation des puits producteurs ( $P_i$ ) et des puits injecteurs ( $I_i$ ) dans le plan du réservoir .....	147

---

Figure 6.4 : Pressions de pore (POR) au toit du réservoir calculées par le logiciel FIRST aux différents pas de temps, (a) début, (b) 6 ans , (c) 12 ans et (d) 18 ans de production.....	148
Figure 6.5 : Évolution de la pression de pore aux puits injecteurs et producteurs en fonction des années de production. ....	149
Figure 6.6 : Déformations volumiques au pas géostatique.....	152
Figure 6.7 : Déplacements verticaux (DU3) en fin de production (cas raide).....	153
Figure 6.8 : Arche des contraintes moyennes résultant de la déplétion du réservoir (cas raide).....	153
Figure 6.9 : Champs de déformation volumique des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas raide.....	154
Figure 6.10 : Champs de déformation volumique des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas compressible .....	154
Figure 6.11 : Champs du déviateur de contrainte des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas raide.....	155
Figure 6.12 : Champs du déviateur de contrainte des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas compressible .....	155

---

## Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques des argiles [Eslinger et Pevear, 1988].....	16
Tableau 2.1 : Propriétés minéralogiques (1/2) .....	29
Tableau 2.2 : Propriétés minéralogiques (2/2) .....	30
Tableau 2.3 : Propriétés physiques (1/2).....	31
Tableau 2.4 : Propriétés physiques (2/2).....	32
Tableau 2.5 : Protocoles d'essais appliqués à l'argilite de Tournemire .....	35
Tableau 2.6 : Protocoles d'essais appliqués à l'argile à Opalinus.....	36
Tableau 2.7 : Protocoles d'essais appliqués à l'argile de Boom .....	36
Tableau 2.8 : Protocoles d'essais appliqués aux roches pétrolières .....	37
Tableau 2.9 : Propriétés mécaniques (1/3).....	39
Tableau 2.10 : Propriétés mécaniques (2/3).....	40
Tableau 2.11 : Propriétés mécaniques (3/3).....	41
Tableau 2.12 : Déformations calculées à partir du mouvement de corps rigide.....	48
Tableau 3.1 : structure d'un problème poroélastique linéaire .....	72
Tableau 4.1 : Données sur les solutions salines [Pham, 2006].....	94
Tableau 4.2 : Protocoles d'essais .....	97
Tableau 4.3 : Origine des échantillons .....	102
Tableau 4.4 : Contrainte radiale due au gonflement .....	104
Tableau 4.5 : Paramètres isotropes transverses de l'argilite de Tournemire .....	111
Tableau 4.6 : Paramètres isotropes de l'argilite de Tournemire.....	114
Tableau 5.1 : Mesures de perméabilité obtenues par pulse test.....	121
Tableau 5.2 : Propriétés d'un échantillon isotrope transverse.....	128
Tableau 5.3 : Paramètres du modèle EST 1587 n°4.....	132
Tableau 5.4 : Paramètres du modèle IRSN PH4 5760-1 .....	136
Tableau 5.5 : Paramètres du modèle IRSN PH4 5760-2.....	137
Tableau 6.1 : Propriétés mécaniques des différentes rock zones (1/2).....	150
Tableau 6.2 : Propriétés mécaniques des différentes rock zones (2/2).....	150
Tableau 6.3 : Variations des contraintes moyennes « pseudo effectives » dans la couverture après 18 ans de production .....	156

## Nomenclature

Indice : 0 état de référence ; u état non drainé

$\underline{\underline{B}}$	tenseur des coefficients de Biot ( $b_i$ )	$\alpha_f$	coefficient de dilatation du fluide
$c_f$	chaleur massique du fluide à pression constante	$\underline{\underline{\varepsilon}}$	tenseur linéarisé des déformations
$c_f$	coefficient de diffusion du fluide	$\varepsilon_a$	déformation axiale
$\underline{\underline{C}}$	tenseur de rigidité des modules d'élasticité	$\varepsilon_r$	déformation radiale
$\underline{\underline{C}}$	isothermes drainés ( $c_{ij}$ )	$\varepsilon_{eq}$	déformation équivalente de Von Mises
$E$	module de Young drainé	$\varepsilon_v$	déformation volumique $\varepsilon_v = tr \underline{\underline{\varepsilon}}$
$\underline{\underline{e}}$	déviateur du tenseur des déformations	$\Phi$	porosité lagrangienne connectée
$\underline{F}$	forces volumiques externes	$\phi$	porosité eulerienne connectée
$G$	module de cisaillement	$\lambda_T$	conductivité thermique
$g_f$	enthalpie libre massique du fluide	$\lambda_f$	conductivité hydraulique du milieu poreux
$g$	constante gravitationnelle	$\mu_f$	viscosité dynamique du fluide saturant
$G_s$	potentiel	$\nu$	coefficient de Poisson drainé
$K$	module d'incompressibilité drainé	$\rho_d$	masse volumique sèche
$K_s$	module d'incompressibilité de la matrice solide	$\rho_f$	masse volumique du fluide à l'état actuel
$K_f$	module d'incompressibilité isotherme du	$\rho$	masse volumique saturée
$\overline{K}$	module d'incompressibilité drainé apparent	$\rho_s$	masse volumique des grains solides
$k$	perméabilité intrinsèque	$\underline{\underline{\sigma}}$	tenseur symétrique des contraintes de Cauchy
$M$	module de Biot	$\underline{\underline{\sigma'}}$	tenseur symétrique des contraintes effectives de Terzaghi
$m_f$	teneur en masse fluide	$\sigma_a$	contrainte axiale
$1/N$	compressibilité de pore	$\sigma_r$	contrainte radiale
$p_c$	pression de confinement	$\sigma_m$	contrainte moyenne
$p_p$	pression de pore	$\xi$	vecteur déplacement
$\underline{q}$	vecteur courant de chaleur	$\underline{\chi}$	variables internes
$T$	température	$\varphi_1$	dissipation volumique intrinsèque
$S$	entropie du milieu poreux	$\varphi_2$	dissipation volumique de conduction
$S_s$	entropie du squelette solide	$\varphi_3$	dissipation volumique de transport
$s_f$	entropie massique du fluide	$\Psi$	énergie libre volumique du système
$\underline{\underline{S}}$	tenseur de souplesse	$\Psi_s$	énergie libre volumique du squelette solide
$\underline{\underline{s}}$	déviateur du tenseur des contraintes	$\psi_f$	énergie libre massique du fluide
$S_r$	saturation	$\Omega$	transformation matérielle
$\underline{u}$	vecteur déplacement	$\omega$	teneur massique en eau
$\underline{w}$	vecteur courant de masse fluide		

---

## Introduction générale

Une connaissance plus approfondie du comportement poromécanique des roches couverture, et plus particulièrement de leur tenue, s'avère aujourd'hui indispensable dans le cadre de plusieurs thèmes de recherche d'importance croissante.

La séquestration de CO<sub>2</sub> (ou d'autres effluents, H<sub>2</sub>S, par exemple) dans un réservoir déplété ou un aquifère profond repose sur l'hypothèse d'une roche couverture étanche et impose donc de connaître l'état initial de la roche couverture avant injection et son évolution en cours d'injection. Dans le cas d'un réservoir déplété, la simulation devra préalablement reproduire la phase de production du réservoir afin d'évaluer les risques de rupture afférents. Cette caractérisation de la tenue de la roche couverture passe par la réalisation d'une simulation géomécanique globale, intégrant le réservoir, la couverture et leurs encaissants, et nécessite naturellement de disposer de propriétés géomécaniques représentatives pour la roche couverture.

Dans l'industrie pétrolière où le comportement des roches couverture intervient naturellement dans les simulations géomécaniques à l'échelle du réservoir, qui sont destinées à être couplées avec les simulations d'écoulement (code réservoir) pour une meilleure évaluation des quantités d'effluent produites et du comportement mécanique de l'ensemble réservoir / épontes, ou directement exploitées pour étudier les phases d'abandon des puits par exemple. Ces calculs à grande échelle font a priori intervenir un comportement essentiellement élastique de la roche couverture et des problèmes de tenue de cette roche en fonction de l'historique des contraintes.

Parmi les roches couverture de réservoirs, les roches argileuses sont les plus couramment rencontrées. Ces roches présentent une grande variabilité de composition et de structure. Elles sont en grande partie composées de minéraux argileux plus ou moins compactés, qui forment une matrice continue dans laquelle sont incluses différentes particules clastiques. Leur forte capacité de rétention des radionucléides fait également de ces roches des hôtes potentiels pour le stockage des déchets nucléaires en couches géologiques profondes.

Les roches argileuses sont particulièrement difficiles à caractériser expérimentalement du fait des difficultés de carottage, de leur très faible perméabilité et de leur sensibilité à l'eau. L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension des couplages hydromécaniques intervenant dans ces matériaux. Ce mémoire est organisé en six chapitres principaux.

La première partie présente la structure générale des matériaux argileux à différentes échelles de description, de la cristallite élémentaire à l'assemblage composite des agrégats argileux et des particules clastiques (quartz et calcite majoritairement). Cette description apporte une aide à la compréhension des mécanismes à l'origine de la sensibilité des matériaux argileux à leur environnement direct (phénomène de gonflement).

---

La seconde partie s'intéresse à la minéralogie et au comportement mécanique de différentes roches argileuses, en particulier les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne. L'objectif est de rassembler les données expérimentales disponibles dans la littérature sur les roches argileuses en mettant l'accent sur les protocoles d'essais utilisés. Ces données proviennent du milieu pétrolier (essentiellement dans le domaine du forage) et des différentes études sur de possibles sites de stockage de déchets nucléaires. Une contribution à la caractérisation de l'évolution de la structure des roches argileuses soumises à un chargement mécanique est également apportée. A cet effet, un essai de compression uniaxiale sur l'argilite de Tournemire associant des observations au MEB et une méthode de corrélation d'images numériques a été mis au point.

La troisième partie présente le cadre théorique, adopté dans cette thèse, de la mécanique des milieux poreux initiée par Biot [1941, 1972] et formalisée par Coussy [1991, 2004]. L'accent est mis sur le comportement isotrope transverse et les équations de couplage hydromécanique.

La quatrième partie présente les essais œdométriques réalisés sur l'argilite de Tournemire. Pour un matériau isotrope transverse, nous montrons qu'il est théoriquement possible de déterminer à partir de ces essais les paramètres du tenseur de rigidité et du tenseur de Biot, à condition de travailler sur deux échantillons usinés parallèlement et perpendiculairement à l'axe de litage. Afin de préparer au mieux la campagne d'essais conduite au cours de cette thèse, les données existantes ont été répertoriées. On retiendra que le comportement poromécanique de l'argilite de Tournemire, qui présente une isotropie transverse prononcée, n'a pas fait l'objet d'études spécifiques antérieures. Une comparaison entre les paramètres poroélastiques mesurés sur les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne est enfin présentée.

La cinquième partie présente les simulations numériques a posteriori des essais œdométriques réalisées pour appréhender l'influence des propriétés poromécaniques, en particulier de la faible perméabilité, sur le comportement de l'échantillon. Les lois de comportement utilisées sont les lois poroélastiques isotrope et anisotrope transverse. On s'intéresse en particulier à l'évolution des pressions interstitielles et à la génération de surpressions interstitielles hétérogènes dans la hauteur de l'échantillon au cours des cycles de chargement élastique. L'étude des équations de diffusion et les simulations numériques a posteriori nous permettent de proposer une méthode originale de détermination de la perméabilité intrinsèque de ces matériaux.

Dans la dernière partie, une étude du comportement d'une roche couverture d'un réservoir pétrolier à grande échelle est réalisée sur un cas synthétique 3D avec différentes propriétés mécaniques pour le réservoir et la couverture. La modélisation géomécanique est partiellement couplée avec l'approche réservoir qui modélise les écoulements des fluides avec des hypothèses très simplificatrices pour la mécanique. Le lien entre les simulations réservoir et géomécanique est établi au moyen des pressions de pore, résultat de la simulation de réservoir, qui sont ensuite utilisées comme chargement dans le réservoir pour la simulation géomécanique. L'objectif de ce chapitre est d'étudier les variations du champ de contrainte au sein de la couverture au cours de la production du réservoir.



---

# **Chapitre 1 :** **Structure et sensibilité des matériaux** **argileux**

---

# 1 Structure et sensibilité des matériaux argileux

Parmi les roches couvertures, les roches argileuses sont les plus couramment rencontrées. D'origine sédimentaire, elles proviennent de la dégradation mécanique et chimique de roches préexistantes. Elles sont composées pour une large part de minéraux argileux plus ou moins compactés, formant une matrice continue et représentant la majorité de la « fraction argileuse », définie par l'ensemble des particules de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$ . A l'intérieur de cette matrice continue sont principalement incluses différentes particules clastiques, telles que des silicates, des carbonates, des oxydes de fer et des débris de végétaux...

## 1.1 Structure des argiles

Les minéraux argileux peuvent être étudiés classiquement à différentes échelles :

- la microscopie optique sur lames minces permet d'étudier la porosité, la minéralogie ainsi que la nature et la forme des clastes,
- l'agencement des particules argileuses s'étudie via la microscopie électronique à balayage (MEB ou SEM pour scanning electron microscopy),
- la morphologie des particules s'observe plutôt par microscopie électronique en transmission (MET ou TEM pour transmission electron microscopy),
- la diffraction des rayons X (DRX ou XRD pour X-ray diffraction) permet de quantifier grossièrement les différents minéraux (sur poudre) ou d'identifier les différentes phases argileuses (sur lame orientée sur les fractions de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$ ).

### 1.1.1 Les minéraux argileux

Les minéraux argileux appartiennent à la famille des phyllosilicates hydratés et se caractérisent par un clivage facile en feuillets très minces. Chaque feuillet est constitué d'un assemblage de deux à trois couches formées de tétraèdres (T) et d'octaèdres (O).

Les couches tétraédriques sont formées d'un cation silicium  $\text{Si}^{4+}$  entouré de quatre anions oxygène  $\text{O}^{2-}$ . Les tétraèdres s'agencent en se partageant les anions oxygène en mailles hexagonales. Les couches octaédriques sont formées d'un cation métallique (aluminium  $\text{Al}^{3+}$  ou magnésium  $\text{Mg}^{2+}$ ) entouré de six groupements hydroxyles  $\text{OH}^-$ . Les octaèdres sont reliés entre eux par des anions communs et forment une couche plane.

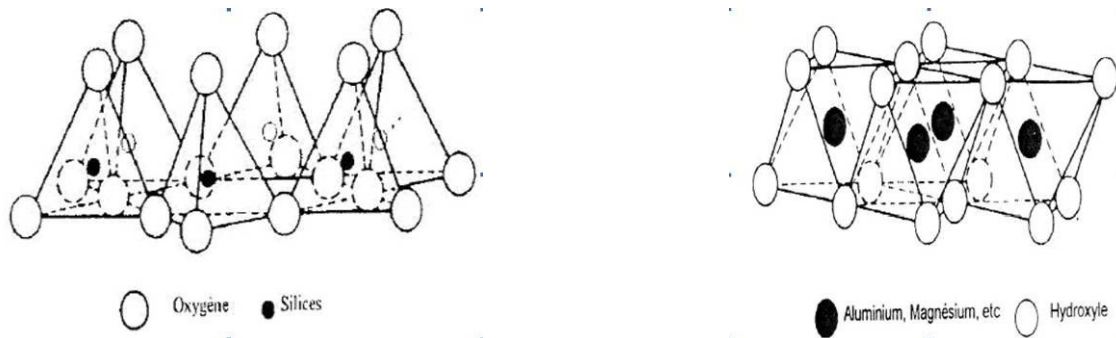


Figure 1.1 : Eléments structuraux : tétraèdres (T) et octaèdres (O) [Eslinger et Pevear, 1988]

Suivant l'empilement des couches, les feuillets sont classés en 2 catégories :

- T/O : le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique,
- T/O/T : le feuillet est constitué d'une couche octaédrique entourée de deux couches tétraédriques.

L'association d'un feuillet et d'un interfeuillet (ou espace interfoliaire) constitue l'unité de base des matériaux argileux appelée cristallite. L'empilement face-à-face de quelques cristallites élémentaires forme une particule argileuse.

Des substitutions des ions métalliques peuvent se produire dans les couches octaédriques ou tétraédriques. Les cations sont remplacés par d'autres de taille voisine, mais pas nécessairement de même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées (par exemple :  $\text{Al}^{3+}$  pour  $\text{Si}^{4+}$  dans les couches T,  $\text{Mg}^{2+}$  ou  $\text{Fe}^{2+}$  pour  $\text{Al}^{3+}$  dans les couches O). Les atomes d'oxygène  $\text{O}^{2-}$  et les ions hydroxyles  $\text{OH}^-$  étant électronégatifs, ces substitutions entraînent un excès de charges négatives à la surface des feuillets.

Par ailleurs, les bords latéraux des feuillets possèdent aussi des charges localisées correspondant à des ruptures de liaisons. Leur charge dépend alors du pH : elle est négative en milieu basique, et positive en milieu acide (en raison de la fixation d'atomes d'hydrogène  $\text{H}^+$  sur des atomes d'oxygène  $\text{O}^{2-}$  présents sur ces bords).

Dans le cas où l'électroneutralité du feuillet n'est plus respectée, un processus de compensation de charges s'opère à l'extérieur du feuillet par adsorption de cations interfoliaires ou par ionisation interfoliaire. Ainsi, les espaces interfoliaires peuvent être vides ou au contraire contenir une couche de cations compensateurs, hydratés (i.e. associés à des molécules d'eau) ou non, qui assurent la stabilité électrique de la structure. Ces cations compensateurs sont plus ou moins mobiles, ils peuvent être échangés lorsque l'argile est mise au contact de solutions aqueuses contenant d'autres cations. Ce remplacement s'effectue au profit de cations ayant la plus petite taille ou la plus haute valence. Ainsi tous les échanges ne sont pas équivalents et il existe des adsorptions préférentielles : les cations à champ électrostatique fort déplacent ceux à champ électrostatique faible (l'ordre de « préférence » des cations est le suivant  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Li}^+$ ).

Ces observations permettent de déterminer les principaux critères de classification des minéraux argileux :

- la combinaison des feuillets (T/O; T/O/T),
- la charge du feuillet (liée aux cations des cavités octaédriques et tétraédriques),
- le type de matériel dans l'espace interfoliaire (cations, molécules d'eau...).

Les principales familles de minéraux argileux rencontrées sont : les kaolinites, les illites, les smectites, les chlorites et les interstratifiés. La figure 1.2 donne leur représentation schématique.

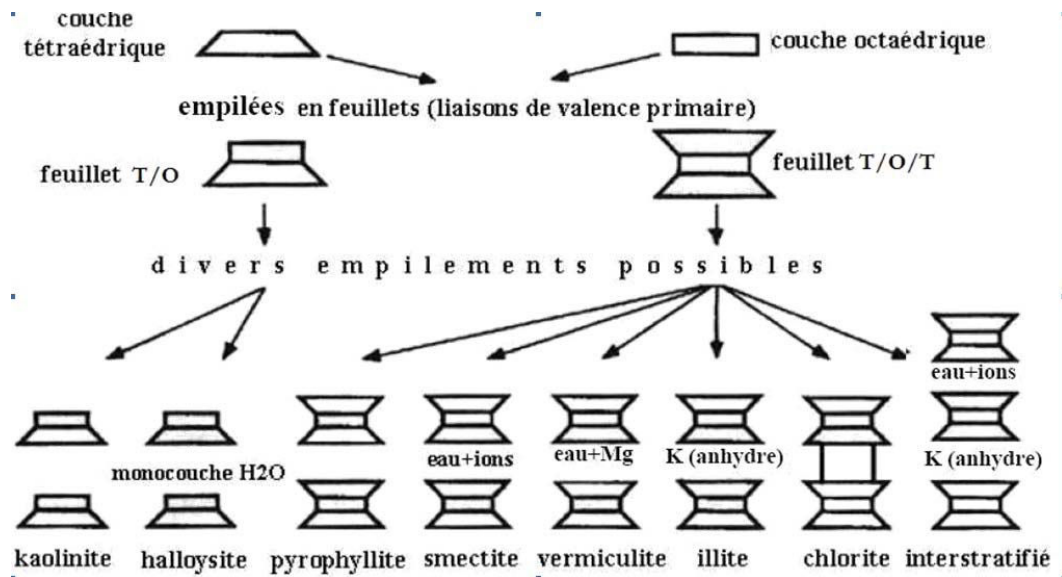


Figure 1.2 : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux [Grim, 1968]

Le cas le plus simple est celui des kaolinites qui regroupent dans leur feuillet une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Il y a très peu de substitutions isomorphes (valences saturées), l'empilement des feuillets est fixe et ordonné. Les feuillets sont liés entre eux par des liaisons hydrogènes et des forces de Van Der Waals. La périodicité, c'est-à-dire l'écart entre un même niveau dans les cristallites, est d'environ 0,7 nm.

Les chlorites sont formées par un assemblage de type T/O/T-O très stable. Le cation compensateur est majoritairement le magnésium  $Mg^{2+}$ , les hydroxyles interfeuillets arrivent à se réunir latéralement pour former avec cet ion une couche octaédrique supplémentaire. La périodicité est de 1,4 nm.

Les illites sont des argiles de type T/O/T dans lesquelles les substitutions ont surtout lieu dans la couche octaédrique. Les cations compensateurs sont des ions potassium  $K^+$  (anhydre) qui lient fortement les feuillets. Leur empilement est ordonné et il n'existe pas d'eau interfoliaire. La périodicité est de 1 nm.

Les smectites sont formées par des feuillets de type T/O/T. Les substitutions isomorphiques ont lieu dans les couches T et O. Les cations compensateurs sont le sodium  $Na^+$ , le calcium  $Ca^{2+}$  et, en plus

---

petite quantité,  $K^+$  et  $Mg^{2+}$ . Les feuillets sont faiblement liés ce qui implique que leur empilement est relativement désordonné et entre une et quatre couches d'eau peuvent s'intercaler entre les feuillets. Leur périodicité se situe autour de 1,4 nm (en fonction du nombre de couches d'eau interfoliaires).

Enfin, les minéraux interstratifiés résultent de l'empilement de feuillets de divers minéraux argileux (deux ou plus) de manière régulière ou irrégulière. Les interstratifiés d'illites/smectites sont les plus couramment rencontrés.

### 1.1.2 Notion d'échelle dans les matériaux argileux

#### a) La particule

Les feuillets s'assemblent les uns aux autres face à face. Ces assemblages formés par l'empilement de un à dix feuillets composent les particules argileuses, grains primaires reproduits suivant toutes les directions de l'espace lors de la sédimentation (la classification des argiles s'effectuant selon le type d'assemblage, cf. figure 1.2). Les feuillets sont maintenus entre eux par des forces cohésives. Sous l'effet de forces électrostatiques, de l'eau dite adsorbée peut également se fixer à leur surface et induire un écartement des feuillets, responsable du gonflement macroscopique des argiles (cf. §1.2).

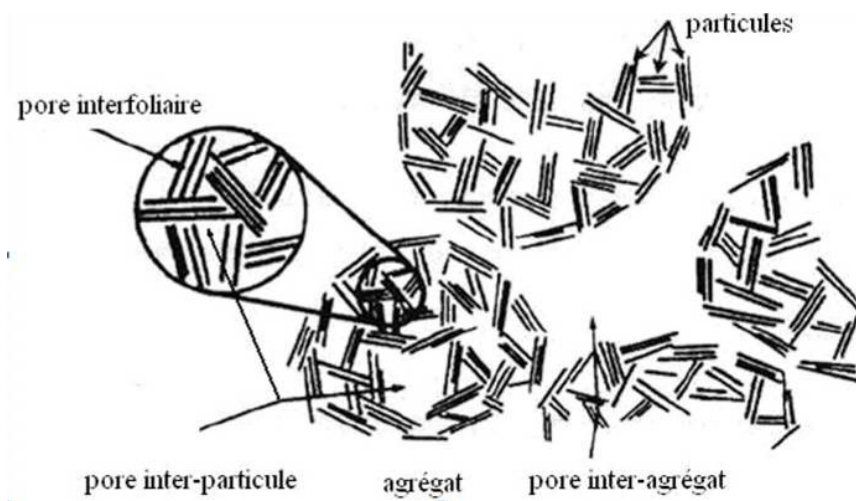


Figure 1.3 : Différents assemblages [Griffith et Jos, 1991]

#### b) L'agrégat

Les particules argileuses s'assemblent de manière plus ou moins ordonnée pour former des agrégats. L'arrangement est gouverné par les forces résultant des interactions entre les particules. En effet, lorsque les forces répulsives sont dominantes, les particules ont tendance à s'orienter face à face. En revanche, si les forces d'attraction sont prépondérantes, l'orientation des particules est du type bord à bord ou bord à face.

---

c) *L'échelle mésoscopique*

A l'échelle mésoscopique, le matériau argileux peut être assimilé à un assemblage composite de deux ensembles de minéraux principaux [Sammartino et *al.*, 2001, 2003] :

- la matrice argileuse composée des minéraux argileux,
- les clastes (grains ou fragments d'un sédiment ou d'une roche, qui résultent de l'altération d'un bloc de roche) composés de tectosilicates (principalement du quartz, des feldspaths...) et de carbonates.

Les minéraux détritiques sont de taille micrométrique ou plus, pouvant aller jusqu'à quelques centaines de micromètres pour les bioclastes. Cet assemblage désordonné, plus ou moins orienté en fonction des conditions de sédimentation et de compactage, peut conduire à une anisotropie plus ou moins forte des propriétés macroscopiques de la roche argileuse.

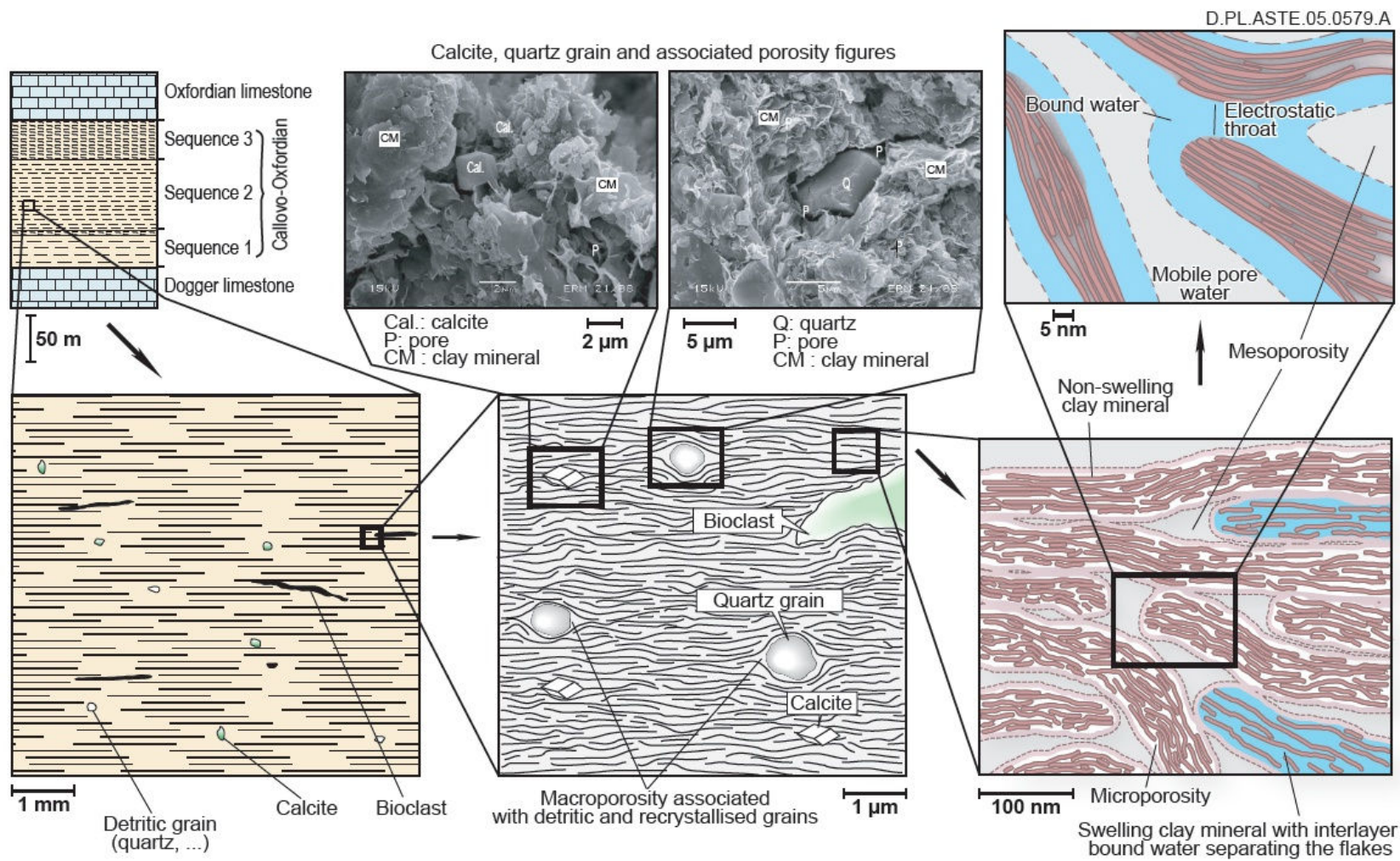


Figure 1.4 : Structure des argiles [Yven B. et al., 2007]

### 1.1.3 Microstructure et porosité des roches argileuses

Selon les travaux de Sammartino *et al.* [2001, 2003], l'observation microscopique, associée aux résultats de la porosimétrie au mercure, montre que les différents niveaux d'organisation des roches argileuses comportent deux types de porosité.

- La porosité interne à la matrice argileuse est composée par la porosité interfoliaire, la porosité inter-particules et la porosité inter-agrégats (entre différents groupements de particules). Elle concerne les tailles de pores nanométriques à sub-micrométriques et représente la majeure partie du volume poreux (proportion de la porosité interne estimée à 90% de la porosité totale pour l'argilite de Meuse/Haute-Marne, [Homand *et al.*, 2006]).
- La porosité à l'interface entre la matrice argileuse et les clastes. Elle est composée de pores de taille micrométrique pour les tectosilicates et sub-micrométrique pour les carbonates mieux scellés à la matrice argileuse.

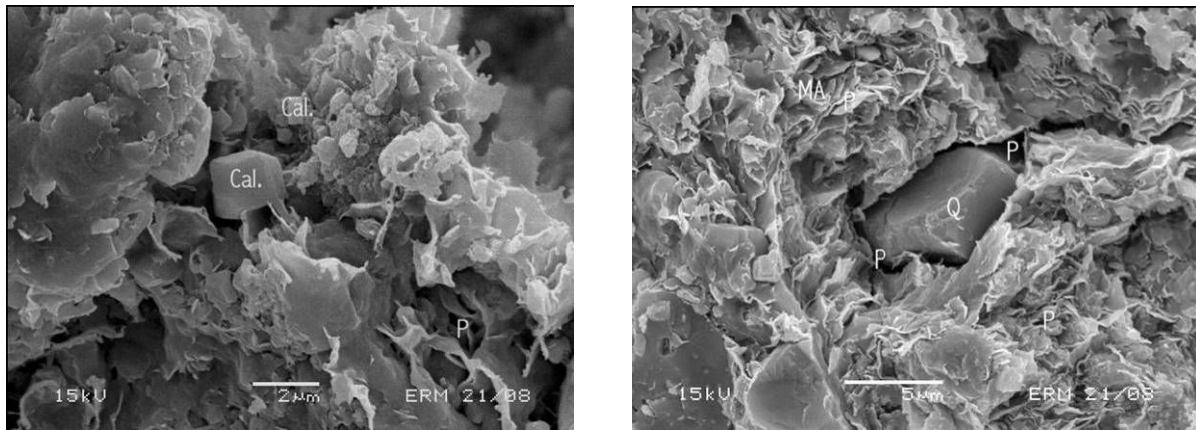


Figure 1.5 : Cristal de calcite (Cal.) et Cristal de quartz (Q) dans la matrice argileuse, Observations au MEB [Sammartino *et al.*, 2001]

A l'échelle de l'échantillon, les minéraux détritiques ont une faible connectivité dans le volume de la roche, alors que la matrice argileuse est toujours connectée. La porosité d'interface due aux tectosilicates produit les dimensions de pores les plus importantes. Les carbonates s'organisent de la même manière sous forme de grains (et/ou d'amas) disséminés dans la matrice argileuse [Chiarelli, 2000], [Escoffier, 2002]. Mais, en raison de leur faible dimension, ils peuvent se loger dans les pores de plus grande dimension de la matrice argileuse et ainsi finalement diminuer le volume poreux accessible à la diffusion et la connexion globale des chemins de diffusion dans la matrice argileuse [Homand *et al.*, 2006].

Ces observations découlent des travaux de Sammartino *et al.* [2001, 2003] sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne. Les observations de Dehandschutter *et al.* [2004] sur l'argile de Boom confortent ces idées : il met en évidence deux types de porosité, dont l'une regroupe les pores de plus grands diamètres résultant de la présence de clastes (principalement des tectosilicates) dispersés dans la



---

matrice argileuse. Par la suite, on supposera que les notions de porosités interne et d'interface s'appliquent à l'ensemble des matériaux argileux.

On souligne que ces observations ont été réalisées sur des échantillons intacts. Des altérations peuvent conduire à l'apparition de fissures, lesquelles forment un réseau poreux de dimension macroscopique entraînant des modifications importantes des propriétés mécaniques et hydrauliques du matériau.

#### **1.1.4 Observations sur l'argilite de Tournemire**

Les données présentées dans le paragraphe précédent concernent essentiellement l'argilite de Meuse / Haute-Marne et l'argile de Boom. Dans le cadre de ce travail de thèse, nous avons souhaité compléter ces résultats pour l'argilite de Tournemire. Des observations au MEB ont donc été réalisées sur un échantillon de ce matériau.

##### *a) Principe du MEB (Microscopie Electronique à Balayage)*

La microscopie électronique à balayage (MEB ou SEM pour Scanning Electron Microscopy) est une technique de microscopie électronique, basée sur le principe des interactions électrons / matière, capable de produire des images en haute résolution de la surface d'un échantillon. Le principe du MEB repose sur un faisceau d'électrons balayant la surface de l'échantillon. Suite à cette interaction, la surface émet des électrons secondaires et rétrodiffusés. Ces particules sont analysées par différents détecteurs et permettent de reconstruire une image en trois dimensions de la surface.

Les électrons secondaires sont de faible énergie et issus de la surface de l'échantillon (généralement recouvert d'une couche conductrice). Ces électrons permettent d'obtenir des renseignements sur la topographie de l'échantillon. En revanche, ils donnent peu d'informations sur le contraste de phase.

Les électrons rétrodiffusés ont une énergie voisine de celle des électrons incidents et sont issus d'une partie plus profonde de l'échantillon. Ces électrons sont sensibles au numéro atomique des atomes constituant l'échantillon. Les atomes les plus lourds (ceux ayant un nombre important de protons) réémettront plus d'électrons que les atomes plus légers. Les zones formées d'atomes avec un nombre atomique élevé apparaîtront plus brillantes que d'autres, c'est le contraste de phase. Cependant, cette analyse, sensible à la topographie de l'échantillon, requiert des surfaces planes.

##### *b) Préparation des échantillons*

Pour les géomatériaux, les observations MEB sur des échantillons d'environ 1 cm<sup>3</sup> nécessitent une préparation préalable : déshydratation et application d'une couche conductrice pour favoriser l'interaction entre les électrons et la matière.

---

On note que la procédure de préparation peut avoir un impact majeur sur la structure du matériau, notamment dans le cas des argiles, et nuire à l'observation de leur état naturel. En effet, le processus de déshydratation peut nuire à l'intégrité de la microstructure initiale et conduire à des artefacts liés à la dessiccation du matériau. Pour limiter ces phénomènes, les observations au MEB sont réalisées sur des échantillons préalablement lyophilisés.

La lyophilisation consiste à évacuer l'eau d'un matériau en passant de l'état liquide à l'état gazeux par l'intermédiaire de l'état solide. La congélation est obtenue par trempe des échantillons dans de l'azote liquide, la solidification étant quasi instantanée, la microstructure est préservée. Ensuite la sublimation de la glace se déroule dans un lyophilisateur mis sous vide (la température est d'environ  $-53^{\circ}\text{C}$  pour une pression de l'ordre de  $3,5 \cdot 10^{-2}$  mbar). Les échantillons ainsi préparés sont stockés dans des récipients hermétiques contenant du gel de silice afin d'éviter toute hydratation.

Les observations de la microstructure de l'argilite de Tournemire ont été réalisées sur des surfaces fracturées perpendiculairement aux plans de litage, entre l'étape de congélation et l'introduction dans le lyophilisateur. Avant le passage au MEB, les échantillons doivent être métallisés pour rendre le matériau conducteur. Cette opération consiste à déposer une fine pellicule conductrice d'or.

### *c) Structure de l'argilite de Tournemire*

L'échantillon observé est issu de la carotte IRSN GEM90 970 (l'origine des échantillons est détaillée au §4). Les images sont obtenues par analyse des électrons secondaires en raison du relief important de la surface fracturée. Ces observations confirment l'organisation texturale proposée précédemment : les argiles forment une matrice argileuse au sein de laquelle on retrouve des clastes (principalement de calcite et de quartz). La surface d'observation étant perpendiculaire au litage, l'orientation préférentielle des particules argileuses observée dans le plan horizontal correspond aux plans de litage. La présence de pyrite est également constatée (sous forme de framboïdes de pyrite cf. figure 1.6.c).

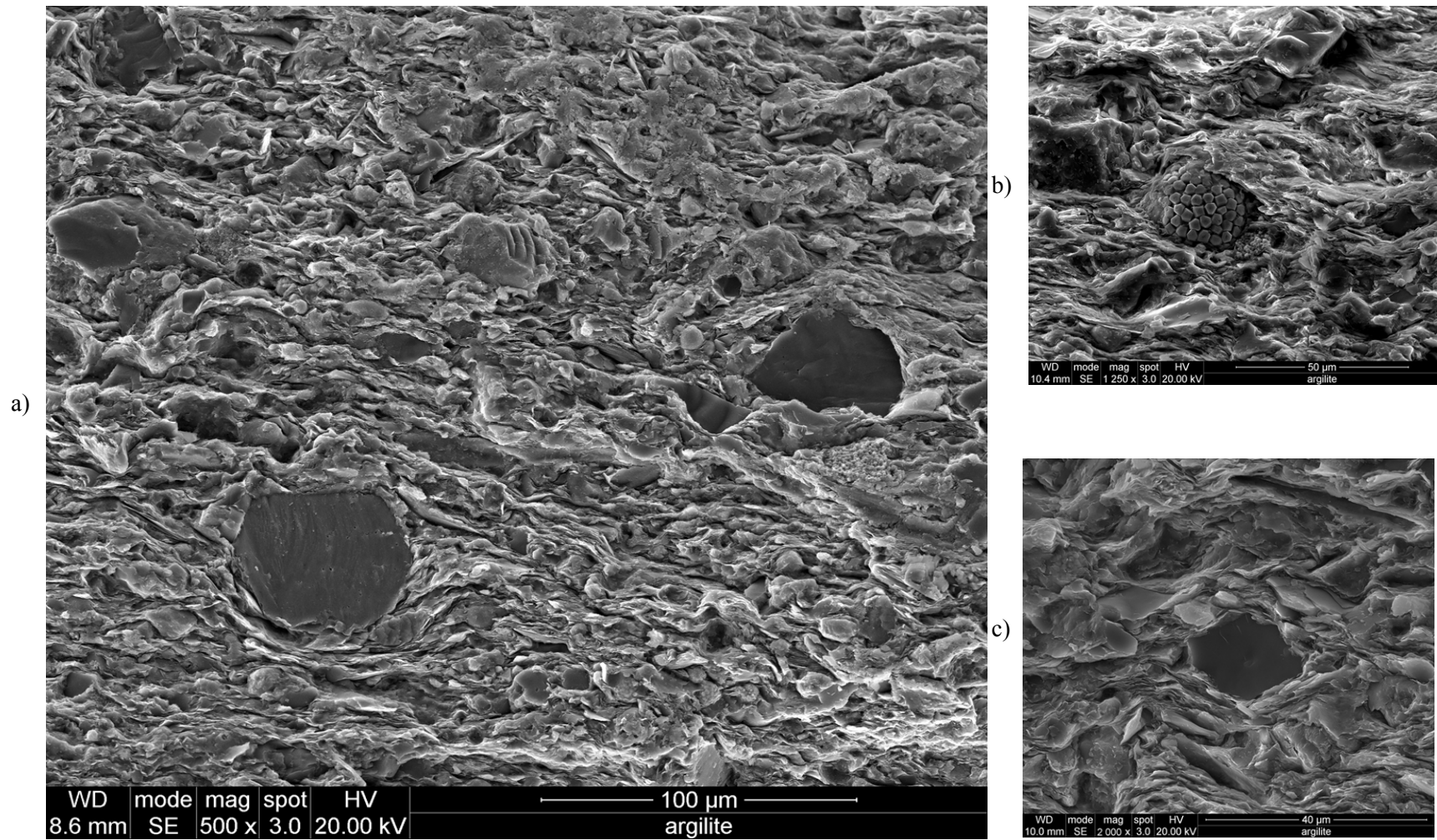


Figure 1.6 : Observations au MEB de l'argilite de Tournemire (IRSN PH4 8660)

---

## 1.2 Sensibilité des roches argileuses

Les différents travaux sur les propriétés mécaniques des roches argileuses ont mis en évidence la sensibilité de ces matériaux à leur environnement direct. Le phénomène de gonflement est une propriété caractéristique des matériaux argileux. Ce phénomène se déclenche à la suite d'un changement de teneur en eau. Le gonflement se traduit soit par une augmentation du volume du matériau lorsque celui-ci n'est pas confiné (gonflement libre), soit par une surpression lorsque les déformations macroscopiques sont empêchées. La pression mécanique à appliquer pour empêcher le gonflement est appelée pression de gonflement. Le gonflement des roches argileuses sous l'effet d'un changement de teneur en eau peut se produire dans les cas saturé et non saturé [Gaombalet, 2004] :

- un apport de masse fluide extérieur peut entraîner des mécanismes d'osmose et d'adsorption jusqu'à obtenir un nouvel équilibre physicochimique (cas saturé et non saturé),
- dans le cas non saturé, la diminution de la pression capillaire pendant la phase de resaturation (absorption de l'eau à travers la porosité connectée) s'ajoute aux mécanismes d'osmose et d'adsorption et entraîne une dilatance du matériau.

Selon Wakim [2005], il existe quatre phénomènes principaux à l'origine du gonflement :

- hydratation par adsorption,
- hydratation par osmose,
- transformations chimiques,
- hydratation par capillarité (cas non saturé).

### 1.2.1 Cas d'une roche argileuse saturée

#### a) *Hydratation par adsorption*

L'hydratation par adsorption concerne les molécules d'eau situées aux environs des feuillets argileux. Ces molécules se fixent à la surface des feuillets et forment des couches superposées. Ces molécules dites adsorbées peuvent entraîner une augmentation de la distance interfoliaire qui est responsable du gonflement de l'échantillon.

Les interactions entre les feuillets argileux chargés négativement et le fluide interstitiel composé d'eau et d'ions en solution peuvent être en partie interprétées physiquement via la théorie de la double couche. Cette théorie d'origine électrique repose sur l'existence, à proximité d'une surface chargée et jusqu'à une certaine distance, d'une couche dite diffuse (ou couche de Gouy-Chapman) possédant des caractéristiques différentes de celles de la solution interstitielle.

L'écart entre les feuillets résulte de l'équilibre de forces attractives et répulsives.

- Les feuillets argileux voisins sont soumis à des forces d'attraction (généralement de type Van der Waals). La présence d'une charge électrique négative à la surface des feuillets (due à des substitutions isomorphes) attire des cations compensateurs à proximité (les anions en solution sont également affectés). L'agitation thermique donne aux ions la forme d'une couche plus ou moins diffuse.
- Lorsque deux feuillets se rapprochent, l'espace interfoliaire contient une concentration de plus en plus élevée en ions retenus dans cet espace par des forces électrostatiques. Dans ce système, les forces répulsives sont liées à l'interaction électrostatique entre surfaces de même signe et entre nuages ioniques de même signe (interaction des doubles couches). Pour Van Damme [2002], ces ions restant soumis à l'agitation thermique, la concentration forcée d'ions (due aux forces électrostatiques) viole la tendance entropique à la dilution et produit une force répulsive (de nature osmotique).

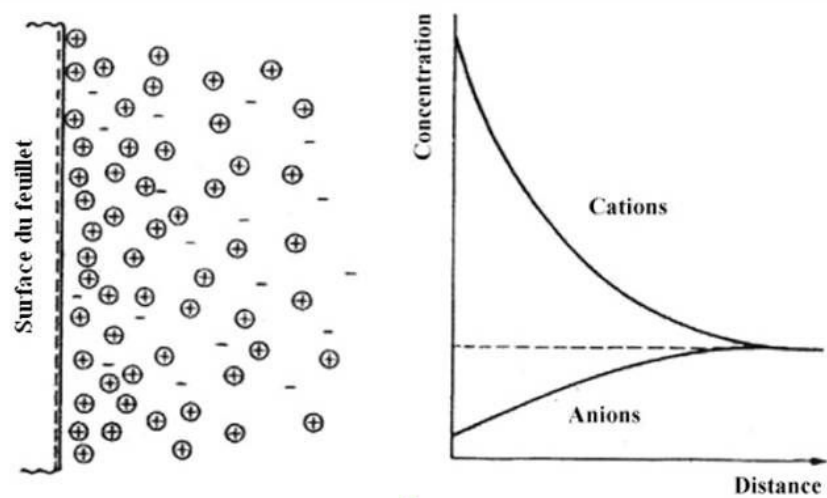


Figure 1.7 : Distribution des ions près des feuillets selon la théorie de la double couche [Mitchell, 1991] cité par [Gaombalet, 2004]

Cette théorie présente des limitations pour décrire les mécanismes d'adsorption. Les surfaces chargées (les feuillets) sont supposées infinies et parallèles. Les ions sont assimilés à des charges ponctuelles et l'influence de ces particules sur les molécules d'eau est négligée. Or, les molécules d'eau sont polaires : leur charge globale est nulle, mais elles portent un moment dipolaire permanent qui les rend sensibles à l'attraction électrostatique. Dans la couche diffuse, les ions et les molécules d'eau sont liés à la surface chargée : l'eau se trouvant dans cette zone est dite structurée, par opposition à l'eau libre non influencée par les particules. A la surface des feuillets argileux, l'eau est organisée en couches monomoléculaires [Ramambasoa, 2001].

Les forces d'adsorption peuvent atteindre des valeurs de plusieurs MPa pour la première couche d'eau, mais elles diminuent très rapidement quand le nombre de couches adsorbées augmente de telle sorte que leur effet ne se fait plus sentir au-delà de trois ou quatre couches d'eau. Au niveau de l'eau structurée, le champ de contraintes n'est pas hydrostatique. La mobilité des molécules d'eau (comme

celles des ions) est fortement réduite. Cette eau est supposée ne pas participer aux transferts macroscopiques. Il est difficile de délimiter précisément une frontière entre l'eau libre et l'eau structurée. Au final, l'eau structurée se présente sous deux formes :

- l'eau adsorbée à la surface des feuillets (espace interfoliaire et surface des particules), due aux liaisons hydrogènes entre les molécules d'eau et les anions  $O^{2-}$  ou les groupements hydroxyles  $OH^-$  des feuillets (l'eau est aussi présente sur les faces latérales des particules en raison des charges localisées sur les bords des feuillets),
- l'eau d'hydratation des ions (surtout les cations) constituée de molécules d'eau disposées en couches autour des ions (on parle de sphère d'hydratation, ce phénomène existe dans n'importe quelle solution aqueuse, mais son influence est significative dans l'espace interfoliaire).

Selon la force des liens unissant les feuillets et permettant l'arrivée ou non d'eau dans l'espace interfoliaire, on peut distinguer les argiles dites gonflantes (smectites, interstratifiés illites/smectites) et les argiles non gonflantes (kaolinites, illites, chlorites). La nature des cations interfoliaires détermine la nature des interactions entre deux feuillets. Lorsque les liaisons interfeuillets sont faibles, l'espace interfoliaire peut contenir des cations et leur sphère d'hydratation. Il est « fermé » lorsque le cation est sous sa forme déshydraté comme pour les illites. Ainsi, les argiles non gonflantes n'ont de capacité d'adsorption que sur les surfaces externes de leurs particules.

Le potentiel de gonflement d'une argile est généralement caractérisé par l'importance de sa surface spécifique qui représente la surface développée du matériau par unité de masse ( $m^2/g$ ). Elle comprend la surface externe des particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. Le tableau 1 montre que le potentiel de gonflement des smectites est effectivement largement supérieur à celui des kaolinites, illites et chlorites.

Tableau 1.1 : Caractéristiques des argiles [Eslinger et Pevear, 1988]

Minéraux argileux	Surface spécifique ( $m^2/g$ )
kaolinite	15
chlorite	15
illite	30
smectite	800

#### b) Hydratation par osmose

Le phénomène d'osmose intervient entre deux compartiments séparés par une membrane semi-perméable, c'est à dire perméable uniquement aux molécules d'eau (ou au solvant de façon plus générale) et imperméable aux solutés. Lorsque les deux solutions ne contiennent pas le même nombre de particules dissoutes par unité de volume, on observe un mouvement d'eau qui va tenter de

---

compenser cette différence de concentration en diluant le compartiment le plus concentré. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée pression osmotique.

Dans les matériaux argileux, des effets de membrane sont susceptibles d'apparaître entre la porosité interfoliaire et le reste de la porosité (appelée matricielle par la suite) à condition que l'espace interfoliaire ne soit pas fermé (cas des argiles gonflantes). Si l'on suppose que la concentration en ions de l'eau libre contenue dans la porosité matricielle est inférieure à la concentration de l'eau interfoliaire, il en résulte une migration des molécules d'eau vers l'espace interfoliaire.

Ce phénomène peut exister dans n'importe quel milieu poreux, il n'est pas spécifique aux argiles, mais coexiste avec l'hydratation par adsorption. Si on prend l'exemple d'un échantillon d'argile saturé plongé dans de l'eau distillée. L'eau distillée pénètre dans l'échantillon par écoulement fluide et par diffusion chimique liée à la dilution de l'eau interstitielle des plus gros pores. La concentration de l'eau matricielle évolue et un gradient de concentration entre l'eau interfoliaire et matricielle apparaît. Parallèlement, la dilution de l'eau matricielle (particulièrement dans l'espace inter-particules) entraîne une modification de l'eau adsorbée à la surface des particules et des forces d'interactions entre particules. Enfin, les mécanismes osmotiques entraînent une migration des molécules d'eau vers les espaces interfoliaires. Les feuillets argileux interagissent avec la solution interfoliaire, dont la concentration a évolué, entraînant alors un écartement des feuillets [Wong et Wang, 1997]. Les effets osmotiques permettent d'expliquer la diminution des phénomènes de gonflement avec l'augmentation de la concentration en sel dans la solution.

### c) *Transformations chimiques*

Il existe différentes transformations chimiques qui peuvent induire ou faciliter un gonflement au sein d'un matériau argileux donné.

- L'oxydation de la pyrite conduit à la formation d'hydroxydes de fer et d'acide sulfurique. L'acide sulfurique réagit à son tour avec les carbonates pour former des sulfates (gypse), dont la cristallisation peut engendrer une microfissuration locale du matériau argileux [Fouché et *al.*, 2004], [Charpentier et *al.*, 2001].
- Une teneur élevée en carbonates disséminés dans la matrice argileuse contribue au freinage du gonflement (cf. § 1.2.4). Si un déséquilibre chimique entraîne leur dissolution dans l'eau interstitielle, une partie de l'espace poreux sera libérée et la réorganisation des minéraux argileux sera facilitée favorisant ainsi les phénomènes de gonflement.

## 1.2.2 Cas d'une roche argileuse non saturée

En plus des phénomènes décrits ci-dessus, dans les cas non saturés, le matériau argileux est soumis aux effets de capillarité liés à la présence d'air. Les matériaux argileux sont très sensibles à des sollicitations du type séchage/humidification qui font apparaître deux phénomènes différents :

- le gonflement/retrait (généralement, les matériaux poreux se rétractent lorsqu'ils sont soumis à une phase de séchage, inversement, ils gonflent lors d'une humidification) ;
- la modification des propriétés mécaniques (l'analyse des essais mécaniques montre une augmentation de la raideur et de la résistance à la rupture lorsque la teneur en eau diminue et inversement, ce phénomène n'étant pas propre aux argiles) [Chiarelli, 2000], [Valès et al., 2004], [Pham, 2006], [Zhang et al., 2004].

Les phénomènes capillaires sont caractéristiques des milieux non saturés. Ils peuvent être à l'origine de tractions importantes dans la phase liquide et contribuent à rigidifier le matériau. Ils sont essentiellement liés à l'interaction entre le liquide et le gaz, le solide sert ici de support (à noter que la succion peut modifier le support).

Lorsqu'un liquide est en contact avec un gaz, les forces de tension qui s'exercent au sein du liquide ont tendance à réduire la surface extérieure de ce liquide. D'où, la notion de tension de surface  $\gamma$  (N/m).

Considérons le cas d'une goutte de liquide qui s'étale sur une surface solide. Dans une atmosphère gazeuse : il existe un point de rencontre entre trois phases (solide, liquide et gazeuse).

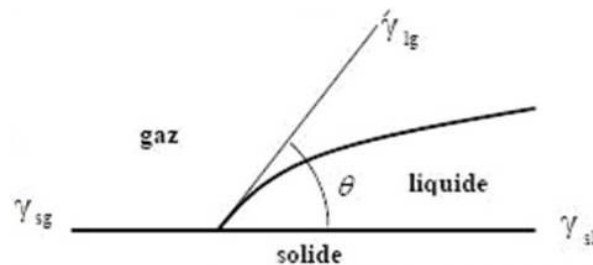


Figure 1.8 : Angle de contact à la jonction de 3 phases : solide, liquide et gazeuse (cas d'un liquide mouillant pour le solide considéré)

Aux trois interfaces correspondantes sont associées trois tensions superficielles :  $\gamma_{lg}$  pour l'interface liquide/gaz,  $\gamma_{gs}$  pour l'interface gaz/solide et  $\gamma_{ls}$  pour l'interface liquide/solide. L'équilibre mécanique entre les trois phases impose l'existence d'un angle de contact  $\theta$  entre les interfaces liquide/gaz et liquide/solide tel que :

$$\gamma_{gs} = \gamma_{ls} + \gamma_{lg} \cos(\theta) \quad (1.1)$$

Si  $\theta$  est inférieur à  $90^\circ$ , le liquide est dit mouillant pour le solide considéré. Inversement, si  $\theta$  est supérieur à  $90^\circ$  le liquide est dit non mouillant.



De part et d'autre de l'interface liquide/gaz, la pression n'est pas la même du fait de la tension de surface. Cette différence de pression constitue la pression capillaire. Dans le cas d'un tube de verre fin, par exemple, l'interface eau/air a la forme d'un ménisque incurvé vers la phase liquide. Pour minimiser son énergie, l'interface a tendance à diminuer sa surface et donc à tendre vers une surface plane : elle tire sur le liquide, dont la pression est alors plus faible que celle du gaz.

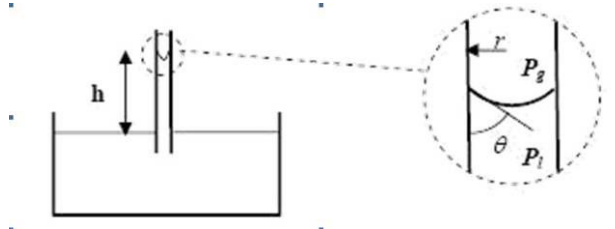


Figure 1.9 : Remontée capillaire

Dans un tube cylindrique de rayon  $r$ , la différence entre les pressions  $P_g$  du gaz (phase supposée non mouillante) et  $P_l$  du liquide (phase supposée mouillante) est décrite par la loi de Jurin-Laplace :

$$P_g - P_l = \frac{2\gamma_{lg} \cos(\theta)}{r} \quad (1.2)$$

La transposition de cette relation à un milieu poreux suppose des pores cylindriques et implique que plus le rayon de pore est petit, plus la pression de l'eau est inférieure à la pression de l'air.

Dans les matériaux argileux non saturés, les phénomènes d'adsorption et de capillarité coexistent : un film d'eau adsorbée à la surface des particules argileuses va favoriser la formation de ménisques capillaires dans les pores. La phase liquide se retrouve alors en traction sous l'action combinée de l'adsorption et de la capillarité. Ce mécanisme pourrait entraîner une augmentation de la « cohésion » macroscopique du matériau, qui serait à l'origine de l'augmentation de ses propriétés mécaniques (raideur et résistance à la rupture) quand sa teneur en eau diminue.

### 1.2.3 Caractérisation du gonflement

Il existe une grande variété d'essais visant à évaluer les déformations et/ou les contraintes générées par le gonflement. Ces essais dépendent fortement de l'état initial de l'échantillon et de la solution de saturation utilisée. Généralement, les essais de gonflement sont utilisés pour évaluer d'une part, la pression de gonflement et d'autre part, le gonflement libre [ISRM, 1989].

- La pression de gonflement, généralement déterminée au cours d'un essai œdométrique, est définie comme la pression à appliquer à l'échantillon pour obtenir une déformation axiale nulle. L'échantillon est immergé dans un fluide (eau distillée, eau synthétique...) et la contrainte est appliquée par palier. L'essai prend fin quand la déformation axiale a été ramenée à zéro et n'évolue plus.

- 
- Le gonflement libre correspond aux déformations radiales et axiales stabilisées mesurées sur un échantillon non confiné plongé dans un fluide.
  - Un autre type d'essai réalisé en cellule œdométrique consiste à mesurer les déformations induites par le gonflement en fonction du niveau de contrainte appliqué. Dans un premier temps, une contrainte axiale est appliquée, puis l'échantillon est plongé dans un fluide et sa variation de hauteur est mesurée. L'échantillon est ensuite déchargé par paliers, dont la durée est égale au temps de stabilisation de la déformation axiale.

#### **1.2.4 Influence de la minéralogie et de l'organisation structurale**

Les roches argileuses possèdent une matrice continue d'argile dans laquelle sont distribués des clastes. Selon la nature et la répartition de ces clastes, certaines propriétés physiques de la roche peuvent fortement varier.

Cet assemblage complexe est notamment susceptible de contenir de la calcite, sous forme de grains et/ou d'amas. On rappelle que, de part leur faible dimension, ces cristaux peuvent occuper les pores de plus grande taille et diminuer ainsi le volume poreux (cf. §1.1.3). Or, le gonflement macroscopique, principalement dû à l'écartement des feuillets à l'échelle microscopique, entraîne une réorganisation des particules argileuses. La présence de calcite est susceptible de gêner ce mécanisme, le gonflement de la phase argileuse est alors freiné [Bauer-Plaindoux et *al.*, 1998], [Wakim, 2005].

Chiarelli [2000] a étudié l'influence de la minéralogie de l'argilite de Meuse/Haute-Marne sur son comportement mécanique. Ce matériau présente une résistance à la rupture et une contrainte de transition entre les comportements fragile et ductile plus élevées, quand sa teneur en calcite augmente. A contrario, une augmentation de la teneur en minéraux argileux entraîne une diminution de la résistance et le comportement tend à devenir plus largement ductile.

Les propriétés d'une roche argileuse ne sont pas uniquement liées à sa minéralogie. A minéralogie identique, une roche argileuse, qui présente une organisation serrée et orientée des particules argileuses, n'a pas le même comportement qu'un sol argileux, dont la sédimentation a été rapide et récente. De plus, l'orientation privilégiée des minéraux argileux dans le plan de litage, due au mode de sédimentation et de consolidation, peut conduire à une anisotropie structurale marquée. Dans ce cas, le gonflement peut présenter une direction privilégiée normale aux strates [Wakim, 2005]. Cette anisotropie structurale conduit la plupart du temps à une anisotropie transverse des propriétés mécaniques (comme c'est le cas pour l'argilite de Tournemire et l'argile à Opalinus).

D'une manière générale, le comportement et les propriétés physico-chimiques, mécaniques et hydrauliques, des roches argileuses dépendent de trois facteurs : la composition minéralogique, les fluides interstitiels et l'organisation structurale (mode d'assemblage des différents constituants de la roche lié aux modes de sédimentation et de consolidation).

---

# **Chapitre 2 :** **Propriétés et comportement mécanique** **des roches argileuses**

---

## 2 Propriétés et comportement mécanique des roches argileuses

L'étude bibliographique conduite a permis de dresser un bilan des différents travaux portant sur les roches argileuses, qui représentent une part importante des couvertures de réservoirs pétroliers. Ces études proviennent essentiellement du milieu pétrolier et de l'industrie nucléaire (i.e. des études sur le stockage des déchets nucléaires en couches géologiques profondes). Les données provenant du milieu pétrolier se révèlent souvent incomplètes du point de vue de la description du matériau (propriétés physiques et mécaniques) et des protocoles expérimentaux. Les études réalisées sur les couches géologiques potentiellement hôtes pour le stockage des déchets nucléaires apparaissent en revanche beaucoup plus détaillées.

Le comportement hydromécanique couplé de ces milieux reste globalement peu étudié. La mise en oeuvre d'une approche poroélastique nécessite de caractériser le comportement drainé du milieu (i.e. le comportement du squelette solide). En raison de la difficulté à contrôler les pressions interstitielles et de la durée importante des essais liées à la faible perméabilité des roches argileuses, la plupart des études réalisées se bornent à considérer les matériaux argileux comme un milieu monophasique.

Après avoir décrit les caractéristiques minéralogiques et les propriétés physiques de différentes roches argileuses, nous nous intéressons dans ce chapitre à leur comportement mécanique, aux méthodes de mesure mises en oeuvre et à l'évolution de leur microstructure sous chargement mécanique.

### 2.1 Minéralogie et propriétés physiques

#### 2.1.1 Définition des propriétés physiques

Les différentes caractéristiques physiques d'une roche se définissent de la façon suivante :

- teneur en eau naturelle

$$\omega = \frac{m_w}{m_d} \quad (2.1)$$

avec  $m_w$  et  $m_d$ , la masse d'eau dans l'éprouvette et la masse de l'éprouvette sèche,

- masse volumique de l'éprouvette (ou du VER)

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.2)$$

avec  $m$  la masse de l'éprouvette saturée et  $V$  le volume total associé,

- masse volumique sèche,

$$\rho_d = \frac{m_d}{V_d} \quad (2.3)$$

avec  $V_d$  le volume total de l'éprouvette séchée,

- masse volumique des grains ou masse volumique spécifique :

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_s} \quad (2.4)$$

- 
- avec  $V_s$  le volume de la matrice solide,
- porosité
- $$\Phi = \frac{V_v}{V} \quad (2.5)$$
- avec  $V_v$  le volume des vides.

Ces différentes propriétés physiques font intervenir des grandeurs volumiques et/ou massiques. Les grandeurs caractérisant l'état sec sont généralement obtenues sur des échantillons préalablement placés dans une étuve à 105°C jusqu'à stabilisation de leur masse [AFNOR, 1999].

Dans les roches argileuses, la phase liquide est composée d'eau libre et d'eau structurée (eau peu ou pas mobilisable par gradient hydraulique). La référence habituelle à 105°C ne permet pas de déterminer l'état anhydre de la phase argileuse, en particulier d'une smectite [Tessier, 1984]. La température d'évaporation de l'eau liée à la surface des feuilletts se situe entre 150 et 300°C et la température d'évaporation de l'eau d'hydratation des cations dépend du cation lui-même (90°C pour  $\text{Na}^+$ , 120°C pour  $\text{Ca}^{2+}$ ) [ANDRA, 2001]. Ainsi, une partie de l'eau évaporée lors de la phase de séchage à 105°C peut provenir de l'eau structurée. Mais elle est très difficile à quantifier.

Pour ces raisons, il est préférable de placer les échantillons argileux dans une étuve à 60°C avec une humidité contrôlée à 40% et d'attendre la stabilisation du poids de l'échantillon [API, 1998]. De plus, les phénomènes de gonflement/retrait des matériaux argileux peuvent nous amener à différencier le volume total de l'éprouvette saturée  $V$  et le volume total de l'éprouvette séchée  $V_d$  (les méthodes de détermination de ces paramètres sont rappelées en annexe A.1.1).

### 2.1.2 Argilite de Meuse / Haute Marne (Bure)

Les milieux argileux constituent des formations géologiques potentielles pour le stockage profond des déchets radioactifs en raison de leur très faible perméabilité et de leur grande capacité de rétention des radionucléides. Dans ce contexte, l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs) envisage un tel stockage dans la couche argileuse Callovo-Oxfordienne formée il y a 155 millions d'années. Cette couche d'environ 130 m d'épaisseur, située entre 400 et 600 m de profondeur, est encadrée par des assises calcaires attribuables au mur attribuables au Bathonien et au toit à l'Oxfordien supérieur à moyen (cf. figure 2.1).

Les études minéralogiques et mécaniques réalisées par l'ANDRA mettent en évidence un découpage de la couche du Callovo-Oxfordien en différentes unités présentant un comportement géomécanique homogène [ANDRA, 2005]. Les données proviennent de 5 forages distincts, dont certains sont distants de plusieurs kilomètres. Si un découpage vertical a été mis en évidence, les variations latérales s'avèrent a priori négligeables par rapport à la dispersion des données disponibles.

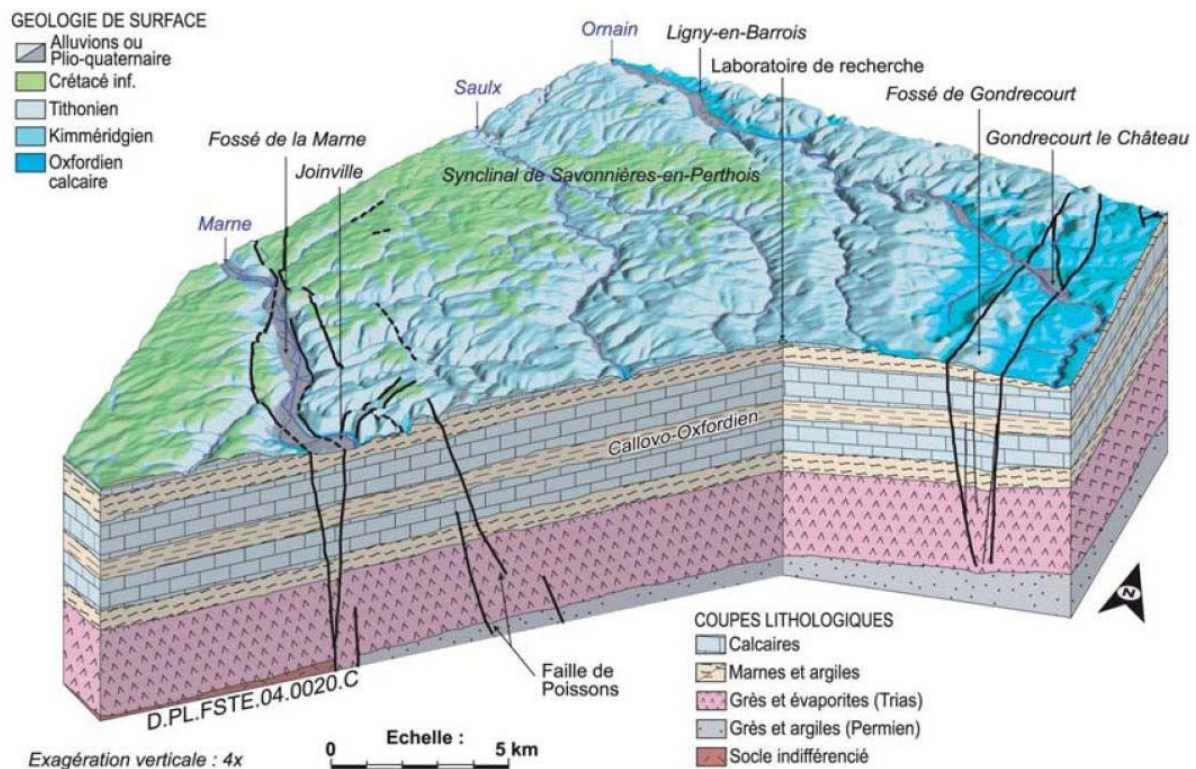


Figure 2.1 : Coupe géologique du site de Bure [ANDRA, 2005]

L'argilite de Meuse/Haute-Marne est composée majoritairement de minéraux argileux (28,1 à 46,7%), de quartz (27,5 à 30,3%) et de calcite (19,0 à 34,5%). On y trouve également de la dolomite, du feldspath, du mica et de la pyrite (quelques %). La phase argileuse est essentiellement composée d'interstratifiés illite/smectite (4,9 à 25,7%), d'illite (7,7 à 13,9%) et de kaolinite en faible proportion. On constate une évolution de la composition minéralogique avec la profondeur. Les teneurs en carbonate présentent une forte dispersion dans les horizons A (422 à 460 m) et D (515 à 527 m), alors que les horizons B (460 à 477) et C (477 à 515 m) présentent des valeurs très homogènes qui sont également les plus faibles de la couche du Callovo-Oxfordien. Globalement, la teneur en carbonate diminue de l'horizon A à C pour augmenter dans l'horizon D. Parallèlement, la teneur en argile augmente de l'horizon A à l'horizon C, où les teneurs en minéraux argileux sont maximales.

Les propriétés physiques sont relativement homogènes dans les horizons A, B, C et D : la teneur en eau varie de 5 à 6,9%, la porosité calculée à partir des mesures de densité de 9,5 à 16,0%, la masse volumique des grains de 2,68 à 2,71 g/cm<sup>3</sup> et la masse volumique sèche de 2,25 à 2,38 g/cm<sup>3</sup>. On souligne que les horizons contenant les plus fortes teneurs en calcite (A et D) possèdent les plus faibles valeurs de porosité ( $\Phi$  densité de 9,5 % dans D) et les plus faibles teneurs en eau ( $\omega$  de 5 %) [Chiarelli, 2000], [Ecoffier, 2002].

### 2.1.3 Argilite de Tournemire

Dans le cadre de l'évaluation des dossiers de sûreté d'un éventuel stockage des déchets nucléaires en couches géologiques profondes, l'IRSN (Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire) développe des programmes de recherche expérimentaux à la station expérimentale de Tournemire afin d'asseoir son expertise. Située dans l'Aveyron, la station de Tournemire est constituée d'un tunnel ferroviaire long de 2 km, creusé en 1896, exploité jusqu'en 1955 et transformé en station expérimentale par l'IRSN depuis 1990.

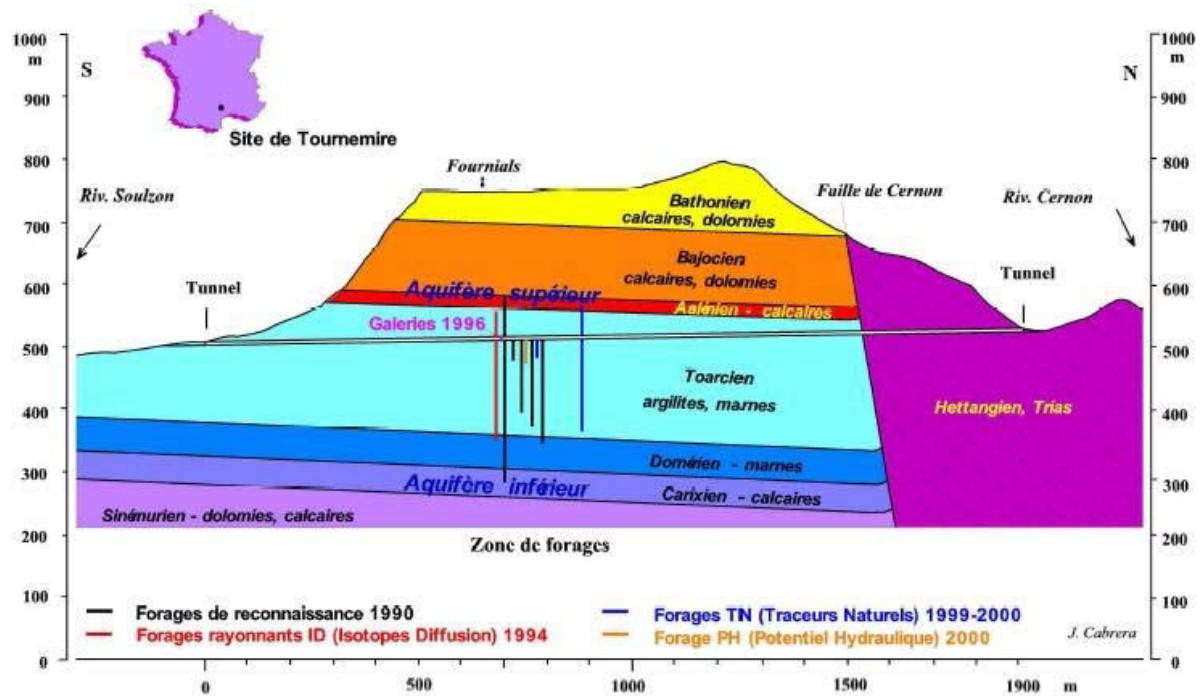


Figure 2.2 : Coupe géologique du site de Tournemire [Boisson *et al.*, 1998]

Le massif de Tournemire correspond à une structure monoclinale faiblement inclinée vers le Nord et traversée au Nord, d'Est en Ouest, par une faille régionale (faille de Cernon). Cette structure est caractérisée par trois couches principales : une couche inférieure dolomitique et calcaire, la couche argileuse de 250 m d'épaisseur, constituée des formations du Domérien et du Toarcien, et d'une couche supérieure calcaire et dolomitique de plus de 300 m d'épaisseur. La zone concernée par notre étude correspond aux couches d'argilites du Toarcien supérieur localisées dans la partie centrale du tunnel (cf. figure 2.2).

Les caractéristiques physico-chimiques de l'argilite de Tournemire ont fait l'objet de nombreuses études [Schmitt, 1994], [Boisson *et al.*, 1998, 2001], [Cabrera *et al.*, 2001]. Cette argilite est constituée d'une fraction argileuse majoritaire (40 à 50%), composée de 15 à 20% d'interstratifiés d'illite/smectite, de 15 à 25% d'illite, de kaolinite et de traces de chlorite. On retrouve du quartz présent sous forme de grains à hauteur de 10 à 20%. La calcite est le carbonate prédominant et sa teneur tend à augmenter avec la profondeur d'enfouissement passant ainsi de 10 à 30% (cf. figure 2.3).

Les principales caractéristiques physiques de l'argilite de Tournemire sont une faible teneur en eau  $\omega$ , qui décroît légèrement avec la profondeur d'enfouissement de 3,9 à 3,2%, et une porosité totale d'environ 7,7%. L'organisation structurale montre une matrice argileuse continue renfermant des inclusions clastiques. L'argilite de Tournemire présente de fines couches de minéraux argileux qui lui donnent une anisotropie de texture particulière.

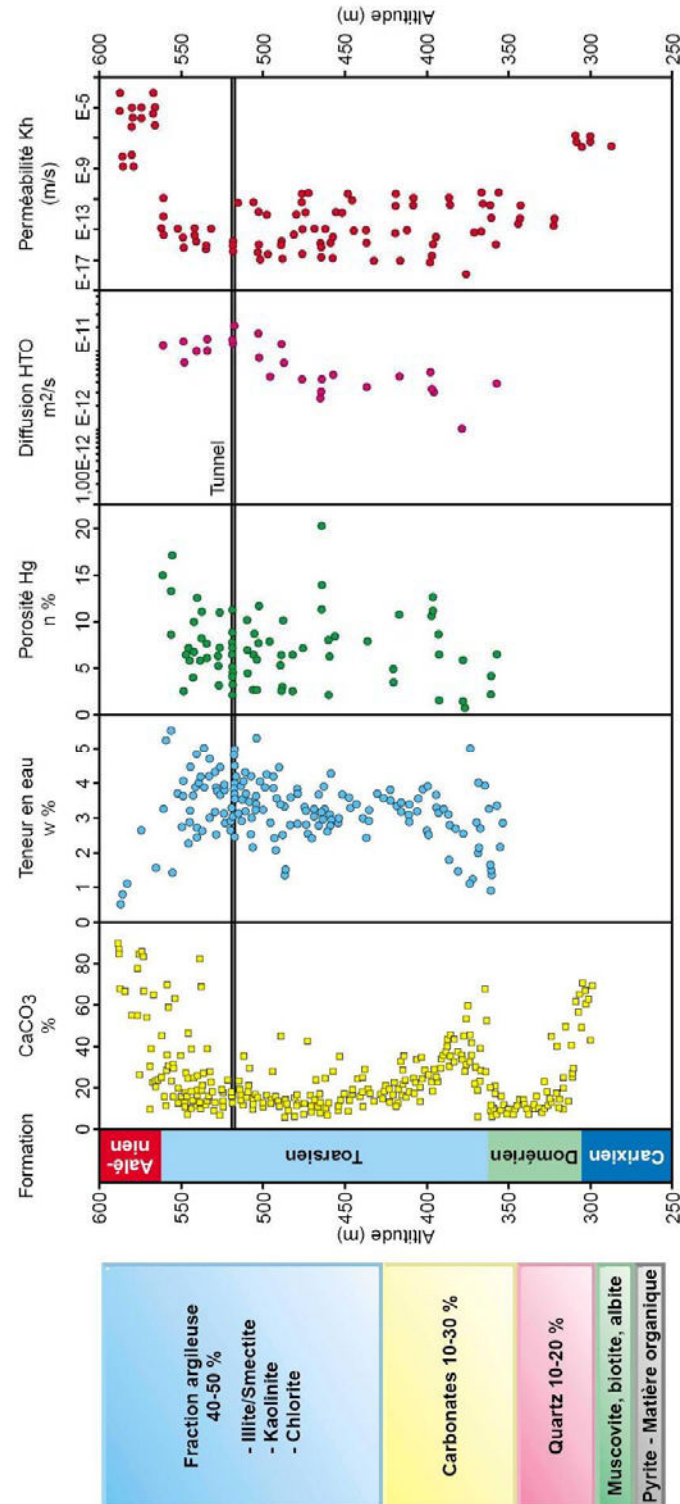


Figure 2.3 : Propriétés physiques et minéralogiques de l'argilite de Tournemire [Cabrera et al., 2001]



## 2.1.4 Argile à Opalinus (Mont Terri)

A partir de 1996, la NAGRA (organisme suisse équivalent à l'ANDRA) réalise dans le cadre d'un consortium international des essais sur la caractérisation hydrogéologique, géochimique et géomécanique des argiles à Opalinus afin d'apprécier la faisabilité et la sûreté de dépôts géologiques de déchets radioactifs dans les roches argileuses.

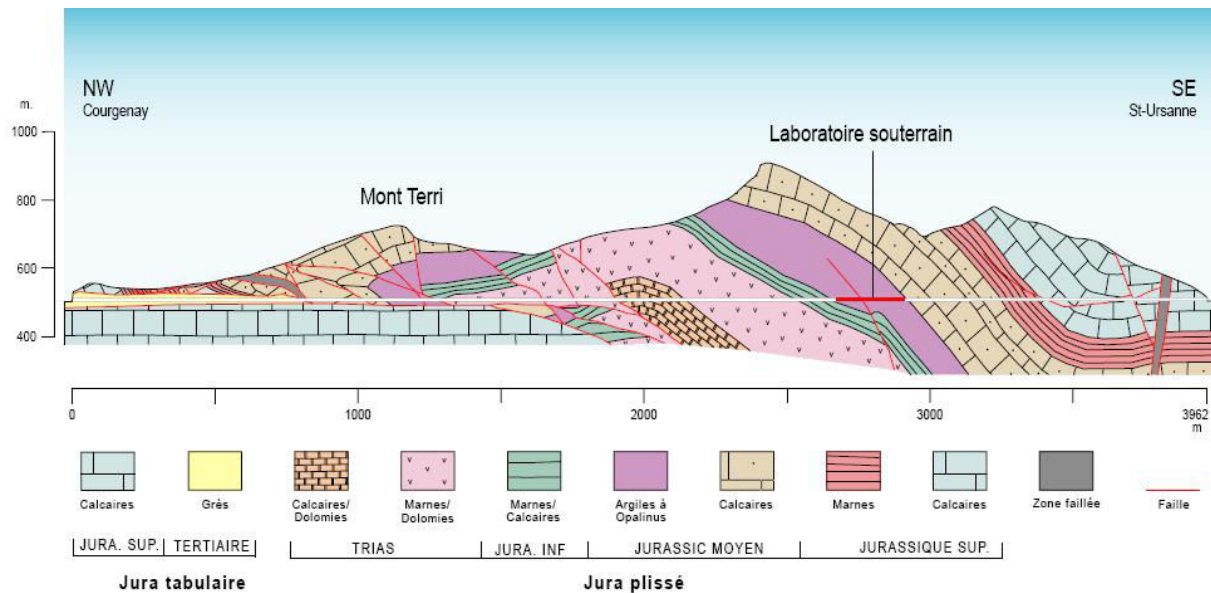


Figure 2.4 : Coupe géologique du site de Mont Terri

L'argile à Opalinus s'est déposée à l'Aalénien, il y a environ 180 millions d'années. Cette couche de 80 à 120 m d'épaisseur est encadrée au mur par une couche de marnes / calcaires du Jurassique Inférieur et au toit par des calcaires du Jurassique Moyen. On souligne le pendage de 50 à 55° de la couche d'argiles à Opalinus au niveau du laboratoire souterrain lié à l'orogénèse alpine qui a conduit à une inclinaison des strates d'argiles. Le recouvrement moyen de cette couche est d'environ 200 m.

La formation argileuse regroupe 3 faciès principaux : un faciès argileux, un faciès gréseux et un faciès gréseux-carbonaté, représentant respectivement 60%, 35% et 5%, de l'épaisseur de la couche. Ces trois faciès résultent de différences dans l'environnement sédimentaire pendant la période de dépôt. On souligne la faible teneur en interstratifiés illite / smectite et la présence en quantité non négligeable de calcite. L'argile à Opalinus est une roche argileuse très compacte et possédant une anisotropie marquée. Le faciès argileux est constitué d'environ 65% de minéraux argileux, de 20% de quartz et de 8% de calcite.

Les principales caractéristiques physiques du faciès argileux sont une teneur en eau  $\omega$  de 6,1 à 7,5% et une porosité totale variant de 12 à 18%.

---

### 2.1.5 Argile de Boom

L'argile de Boom appartient à une formation argileuse d'origine marine qui s'est constituée au cours de l'Ere Tertiaire, il y a environ 30 millions d'années. Cette formation, présente notamment dans le Nord-Est de la Belgique, est pressentie comme formation géologique hôte d'un site de stockage belge pour les déchets radioactifs. Depuis 1980 à Mol, l'ONDRAF (homologue belge de l'ANDRA) et le CEN/SCK (Centre d'étude de l'énergie nucléaire / Studiecentrum voor Kernenergie) étudient la faisabilité d'un stockage de déchets radioactifs dans cette couche d'environ 110 m d'épaisseur au sein de laquelle leur laboratoire souterrain HADES (High Activity Disposal Experimental Site) a été construit à une profondeur de 223 m. L'étude de la microstructure de l'argile de Boom [Dehandschutter et *al.*, 2004] montre un matériau légèrement surconsolidé, à forte porosité et dont les minéraux argileux sont alignés de façon préférentielle parallèlement à la stratigraphie. Cette argile est plus plastique et sa perméabilité est inférieure d'un ordre de grandeur par rapport aux argilites indurées des sites de Bure, Tournemire et de Mont Terri.

La minéralogie de l'argile de Boom varie sensiblement d'une étude à l'autre, notamment en fonction de la profondeur de prélèvement (entre 220 à 247 m). Cependant, on souligne la forte teneur en minéraux argileux, composés essentiellement de kaolinite (20 à 25%), d'illite (20 à 25%) et d'interstratifiés d'illite / smectite (30 à 40%) [Romero, 1999]. La forte proportion d'interstratifiés et la faible teneur en carbonates va favoriser le gonflement de l'argile de Boom.

### 2.1.6 Synthèses des données minéralogiques et pétrophysiques

Les tableaux suivants présentent une synthèse des propriétés pétrophysiques et minéralogiques de roches argileuses de différentes natures. Les données issues du monde pétrolier étant généralement incomplètes, on présente principalement les propriétés des roches argileuses étudiées dans le cadre du stockage potentiel des déchets nucléaires en couche géologique profonde, telles que les argilites de Meuse / Haute-Marne, de Tournemire et de Mont Terri et les argiles de Boom.

Les roches issues du monde pétrolier présentent des gammes de teneurs en minéraux argileux qui recouvrent celles des roches potentiellement hôte d'un stockage de déchets radioactifs. Ces tableaux permettent de mettre en évidence la grande diversité des roches argileuses.

Tableau 2.1 : Propriétés minéralogiques (1/2)

Roche argileuse	Profondeur (m)	Quartz (%)	Calcite (%)	Argiles (%)	Illite (%)	Kaolinite (%)	Chlorite (%)	Smectite (%)	I / S (%)	Mica (%)	Dolomite (%)	Feldspath (%)	Pyrite (%)	Sidérite (%)	< 2 µm (%)	CaCO3 (%)	
Argilite de Meuse / Haute-Marne (Ref. EST104)	n	12	10	12	12	10		12		10	10	10	10		10	20	a
	422 à 460 (A) m	30,3	25,8	32,4	7,7	1,7		21,7		1,9	5,2	1,7	1,8		31,5	34,7	
	σ	6,5	7,5	6,8	3,4	0,5		4,5		1,9	2,3	0,5	0,8		6,3	13,8	
	n	13	8	13	13	13		13		6	6	6	6		6	27	
	460 à 477 (B) m	29,3	21,1	39,0	9,8	2,6		25,7		2,4	4,4	2,9	1,3		36,1	27,3	
	σ	5,8	5,4	8,3	3,1	0,8		6,2		2,4	1,3	0,9	0,6		3,8	8,6	
	n	12	10	12	12	12		12		9	10	10	10		9	40	
	477 à 515 (C) m	27,6	19,0	46,7	13,9	9,6		15,3		3,0	3,1	1,3	0,8		43,9	26,1	
	σ	7,03	5,62	6,28	4,56	7,19		7,21		2,93	1,65	0,81	0,71		6,96	4,91	
	n	2	2	2	2	2		2		2	2	2	2		2	5	
	515 à 527 (D) m	27,5	34,5	28,1	9,5	10,0		4,9		3,8	4,5	3,8	1,0		23,8	37,9	
	σ	6,5	12,5	3,9	0,5	1,5		1,2		0,8	1,5	3,8	0,5		3,6	13,2	
Argile à Opalinus (200 à 250m)	argileux (60%)	20	8	65	17	30	8		10		1	3	1	2			b
	gréseux (35%)	29	13	50	20	18	6		6		1,5	3,5	1	2			
	gréseux-carbonaté (5%)	28	38	24	7	10	3		4		2,5	4,5	1	2			
Argile de Boom	220 à 247	20 à 30	<2	60 à 70	20 à 25	20 à 25	5 à 10		30 à 40			5					c
Argilite de Tournemire	290 (environ)	10 à 20	10 à 30	40 à 50	15 à 25	15 à 25	traces		15 à 20		traces	traces	traces				d

a) [Escoffier, 2002]

b) [ANDRA, Dossier 2005]

c) [Romero, 1999 d'après : Horseman et al., 1987 ; Pelligrini et al., 1989 ; Rhattas, 1994, Robinet et al., 1996 ; Volckaert et al., 1996, Lagny, 1996]

d) [Schmitt, 1994], [Boisson et al., 1998, 2001], [Cabrera et al., 2001], [Kohler, 2005]

n= nombre d'essais, m=moyenne, σ=écart type, I / S = interstratifiés illite / smectite

Tableau 2.2 : Propriétés minéralogiques (2/2)

Roche argileuse	Profondeur (m)	Quartz (%)	Calcite (%)	Argiles (%)	Illite (%)	Kaolinite (%)	Chlorite (%)	Smectite (%)	I / S (%)	Mica (%)	Dolomite (%)	Feldspath (%)	Pyrite (%)	Sidérite (%)	
North Sea shales	1370			53	12	15	6	1	19						a
	1570			82	6	3	2	71	0						
	1720			34	6	9	0	3	16						
	1870			56	3	20	1	29	3						
	1940			52	13	23	1	9	6						
	2090			46	12	12	3	1	18						
	1870			32	6	12	4	1	9						
	2630			58	10	36	6	0	6						
	2550			47	22	14	2	0	9						
	2440			65	13	40	6	0	6						
4870			49	32	11	5	0	1							
English coast shales		15 à 5	32 à 35	40 à 53	18 à 24	22 à 24	0 à 5						4 à 5	traces	b
Mesaverde shales (Colorado)	350/368		abondant		abondant (+muscovite)	abondant (+nacrite)									c
Mesaverde shales (Wyoming)	1598/1600		abondant		abondant (+muscovite)	abondant (+nacrite)				traces					
Wyoming shales	3113 (*)	33	13	34						2					d
Pierre shales	100 à 500 (**)	19	3	64	19	11	4	19	49		7	4	2	1	e

a) [Horsrud et al., 1998, 2001], b) [Cook et al., 1991], c) [Lin, 1981], d) [Green et al., 1973], e) [Chenevert et al., 2005]

(\*) Ce matériau comporte 14% de « fragments de roches » et 3% de silice impure

(\*\*) On souligne que McKown [1981] indique un pourcentage de calcite pouvant varier de 6 à 64% pour les Pierre Shales. Les valeurs présentées dans ce tableau ne sont pas représentatives de ce matériau en général. Les Pierre Shales ont été déposées pendant la période du Crétacé sur une grande partie de la région des grandes plaines dans le centre nord des Etats-Unis. Il existe une importante hétérogénéité spatiale.

Tableau 2.3 : Propriétés physiques (1/2)

Roche argileuse	Profondeur (m)		w naturelle (%)	$\rho_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\Phi$ densité (%)	$\Phi$ mercure (%)	Diamètre de pore moyen ( $\mu$ m)	
Argilite de Meuse / Haute-Marne  (Ref EST104)	422 à 460 (A)	n	25	23	22	14	12	11	m= 0,02263  $\sigma$ =0,00129 (*)	a
		m	5,35	2,43	2,68	2,32	13,75	12,45		
		$\sigma$	1,61	0,06	0,02	0,1	3,74	1,45		
	460 à 477 (B)	n	33	28	21	24	17	12		
		m	6,22	2,41	2,69	2,27	15,65	12,63		
		$\sigma$	1,25	0,03	0,02	0,04	1,5	1,04		
	477 à 515 (C)	n	49	46	30	32	17	9		
		m	6,92	2,42	2,71	2,25	16,01	11,91		
		$\sigma$	0,83	0,02	0,02	0,08	1,58	0,67		
	515 à 527 (D)	n	6	6	4	3	2	2		
		m	5	2,46	2,7	2,38	9,49	8,93		
		$\sigma$	1,46	0,04	0,01	0,08	1,1	0,39		
Argile à Opalinus	200 à 250		6,5 à 7,1	2,40 à 2,45	2,73	2,25 à 2,29	12 à 18	5 à 10		b
Argile de Boom	220 à 247		21,6 à 24,7	2,02 à 2,08	2,54 à 2,66	1,63 à 1,90	36,0 à 38,5	28,7 à 29,2	0,0098 à 0,0107	c
Argilite de Tournemire	290 (environ)	n	19	48	3	14	10	11	6	d
		m	3,09	2,57	2,65	2,48	7,71	2,64	0,0149	
		$\sigma$	0,38	0,03	0,04	0,04	1,1	0,7	0,0043	

a) [Escoffier, 2002], (\*) [Chiarelli, 2000]

b) [Bock, 2001], [Blümling et al., 2002], [Hunsche et al., 2004]

c) [Horseman et al., 1987], [Coll, 2005], [Dehandschutter et al., 2004]

d) [Boisson et al., 1998, 2001], [Rejeb et al., 1999]

Tableau 2.4 : Propriétés physiques (2/2)

Roche argileuse	Profondeur (m)	w naturelle (%)	$\rho_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\Phi$ densité (%)	$\Phi$ mercure (%)	Diamètre de pore moyen ( $\mu$ m)	
North Sea shales	1370					55			a
	1570					41	30	0,008	
	1720					31			
	1870					34	28		
	1940					31	26	0,02	
	2090					29	25	0,016	
	1870					3			
	2630					10			
	2550					17	15	0,012	
	2440					15			
4870					3	1	0,02		
English coast shales						10 à 12,5			b
Mesaverde shales (Colorado)	350/368		2,27 à 2,79	2,39 à 3,19					c
Mesaverde shales (Wyoming)	1598/1600		2,51 à 2,58	2,64 à 2,74					
Wyoming shales	3113		2,47 ± 0,01	2,65 ± 0,01		6,8			d
Pierre shales	100 à 500	13 à 25	1,92 à 2,80		1,62	41			e

a) [Horsrud et al., 1998, 2001]

b) [Cook et al., 1991]<sup>2</sup>

c) [Lin, 1981]

d) [Green et al., 1974]

e) [McKown, 1981], [Chenevert et al., 2005]

---

## 2.2 Propriétés mécaniques des roches argileuses

Cette partie s'attache à présenter les propriétés mécaniques des roches argileuses décrites précédemment et les protocoles expérimentaux utilisés pour mesurer ces paramètres (quand ceux-ci sont disponibles).

### 2.2.1 Présentations des paramètres mécaniques

Les roches argileuses sont majoritairement étudiées comme de simples milieux continus (sans prendre en compte les couplages hydromécaniques : phases solide et liquide). Le comportement mécanique est alors décrit par les paramètres de la théorie de l'élasticité linéaire (Loi de Hooke): le module de Young  $E_i$ , le coefficient de Poisson  $\nu_{ij}$ , le module d'incompressibilité  $K$  et le module de cisaillement  $G_{ij}$ .

On considère un échantillon parallélépipédique de section  $S$  et de longueur  $L$  auquel on applique une force  $F$  dans la direction axiale  $z$ . La contrainte appliquée à l'échantillon est  $\sigma_z = F/S$  et l'échantillon va subir une déformation axiale (suivant l'axe  $z$ ) de  $\varepsilon_z = \Delta L/L$  et deux déformations horizontales  $\varepsilon_x$  et  $\varepsilon_y$  (respectivement suivant les axes  $x$  et  $y$ ). La théorie de l'élasticité linéaire permet de relier les contraintes appliquées et les déformations résultantes. Dans ces conditions, le module de Young dans la direction  $z$  est donné par :

$$E_z = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (2.6)$$

Le module de Young  $E_z$  caractérise la raideur de l'échantillon dans la direction  $z$ . Le coefficient de Poisson  $\nu_{zx}$  permet de relier les déformations dans les directions  $z$  et  $x$  sous l'effet d'une sollicitation dans la direction  $z$ . Dans notre exemple, le coefficient de Poisson  $\nu_{zx}$  est donné par :

$$\nu_{zx} = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (2.7)$$

Dans le cas d'un chargement hydrostatique, le rapport de la contrainte hydrostatique (ou contrainte moyenne)  $\sigma_m = \sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$  sur la déformation volumique  $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$  définit le module d'incompressibilité  $K$ .

$$K = \frac{\sigma_m}{\varepsilon_v} \quad (2.8)$$

Le module de cisaillement  $G_{xy}$  caractérise le comportement du matériau soumis à un cisaillement dans le plan contenant les directions  $x$  et  $y$ . Dans le cas d'un cisaillement pur, la déformation produite par les tensions  $\tau$  résultant d'un couple de forces tangentielles est une déformation angulaire dont l'angle  $\gamma$  est proportionnel à  $\tau$ :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.9)$$

## 2.2.2 Protocole de mesures des caractéristiques mécaniques

Bien que la définition de ces différents paramètres soit simple, leur détermination et leur analyse est délicate du fait de la non linéarité du comportement des roches argileuses, des méthodes et des dispositifs de mesure choisis. A titre d'exemple, la figure 2.5 illustre les différentes méthodes pour déterminer le module élastique d'un échantillon soumis à un essai uniaxial, à savoir :

- $E_{cyc}$  : module calé sur un cycle élastique de décharge / recharge,
- $E_{tan}$  : module tangent pour un chemin de chargement monotone,
- $E_{ini}$  : module tangent à l'origine,
- $E_{sec}$  : module sécant, généralement déterminé pour un niveau de déformation donné.

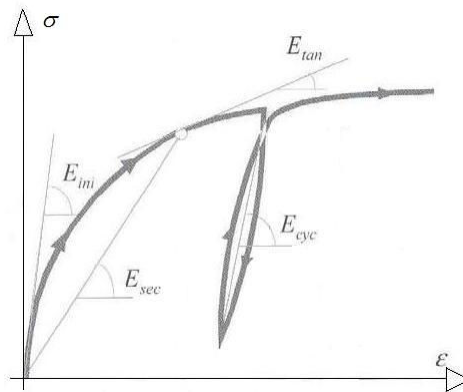


Figure 2.5 : Détermination des modules élastiques de déformation sur une courbe contrainte / déformation

Le dispositif de mesure peut aussi influencer la détermination des paramètres mécaniques. Il est reconnu que les mesures globales (exemple : les capteurs LVDT, Linear Voltage Displacement Transducer, réalisant une lecture ponctuelle des déplacements) surestiment les déformations de l'éprouvette, car une partie des déformations enregistrées est due à divers facteurs non intrinsèques au matériau (qualité des faces des éprouvettes, parallélisme, contacts, déformabilité des pièces métalliques intermédiaires...). Ainsi, les valeurs du module de déformation obtenues par mesures locales (exemple : les jauges d'extensiométrie généralement utilisées par six pour mesurer les déformations : trois radiales et trois axiales, positionnées alternativement à mi-hauteur de l'échantillon) sont supérieures aux valeurs déterminées à partir des mesures de déformations globales.

Si les méthodes de détermination et les dispositifs de mesures ont une influence notable sur la détermination des paramètres élastiques, de nombreux autres facteurs définis dans les protocoles expérimentaux influent sur le comportement des roches argileuses. Quelques protocoles expérimentaux utilisés classiquement dans la caractérisation du comportement mécanique des roches argileuses sont décrits par la suite.



Le comportement mécanique de l'argilite de Meuse / Haute-Marne a été étudié par de nombreux laboratoires : G3S, BRGM/Antea, ENSG, LML et GRS. Une synthèse de ces mesures représentant plus de 250 essais est proposée par Miehe [2004]. La majorité des essais mécaniques a été réalisée en cellule triaxiale (avec ou sans confinement) sur des échantillons à teneur en eau naturelle, avec des durées d'essais comprises entre une et deux heures. L'éclatement des échantillons est compris entre un et deux. En comparant les différentes séries d'essais, Miehe [2004] met en avant l'influence : de la méthode de mesure des déformations et de l'état de saturation des échantillons sur les résultats obtenus.

Le comportement mécanique de l'argilite de Tournemire a été étudié par Niandou et *al.* [1997], Rejeb et *al.* [1999] et Valès et *al.* [2004]. Valès a étudié l'influence de l'état de saturation sur les propriétés mécaniques en réalisant des essais de compression avec confinement sur des échantillons de saturations différentes obtenues à partir de la méthode des solutions salines (cf. §4.3.1). Niandou et *al.* [1997] et Rejeb et *al.* [1999] ont travaillé sur des échantillons à teneur en eau naturelle. Les éprouvettes testées en cellule triaxiale avec ou sans confinement respectent un éclatement d'environ deux. Les vitesses de déplacement axiale imposées varient de  $3,3 \cdot 10^{-3}$  à  $1,6 \cdot 10^{-4}$  mm/s et ne permettent a priori pas d'obtenir l'homogénéisation des pressions en cours de chargement (les essais n'excèdent pas quelques heures).

Tableau 2.5 : Protocoles d'essais appliqués à l'argilite de Tournemire

	Niandou et <i>al.</i> , 1997	Valès et <i>al.</i> , 2004	Rejeb et <i>al.</i> , 1999	
Dimension des éprouvettes D/L (mm)	37 / 75	36 / 72	65 / 130	
Chargement	triaxial	triaxial	triaxial	uniaxial
Fluide de saturation	aucun	phase vapeur	aucun	aucun
Principe de saturation	aucun	solutions salines	aucun	aucun
Plage de contrainte explorée (MPa)	$20 < \sigma_{pic} < 120$ $1 < p_c < 50$	$20 < \sigma_{pic} < 90$ $p_c = 2,5$	$23,8 < \sigma_{pic} < 57,3$ $1 < p_c < 10$	$9,4 < \sigma_{pic} < 37,3$
Déformation axiale au pic (%)	N.R.	N.R.	$0,8 < \varepsilon_{pic} < 3,5$	N.R.
Vitesse de déplacement axial (mm/s)	$1,6 \text{ à } 3,5 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$

N.R. = Non Renseigné ;  $p_c$  = pression de confinement ;  $\sigma_{pic}$  = contrainte axiale au pic ;  $\varepsilon_{pic}$  = déformation axiale au pic

Le comportement mécanique de l'argile à Opalinus a entre autres été étudié par [Bock, 2001], [Hunche et *al.*, 2004] et [Coll, 2005]. La particularité du protocole expérimental suivi par Coll [2005] est de mettre en contact ses échantillons avec un fluide synthétique avant de réaliser des essais. Cependant, on ne parle pas d'étape de saturation puisque cette phase dure environ 3,5 heures : temps largement insuffisant pour resaturer ce type de matériau et assurer une pression de pore homogène sur toute la hauteur de l'échantillon.

Tableau 2.6 : Protocoles d'essais appliqués à l'argile à Opalinus

	Bock, 2001, cité par ANDRA 2005	Coll, 2005		Hunche et al., 2004
Dimension des éprouvettes D / L (mm)	N.R.	40 / 40	40 / 40	53 (cube)
Chargement	triaxial	triaxial	uniaxial	Triaxial « vrai »
Fluide de saturation	N.R.	eau synthétique	aucun	aucun
Principe de saturation	N.R.	balayage	aucun	aucun
Plage de contrainte explorée (MPa)	$\sigma_{pic} = \text{N.R.}$ $0 < p_c < 10$	$5,6 < \sigma_{pic} < 24,8$ $8,2 < p_c < 7,2$ $p_p = 2,2$	$15 < \sigma_{pic} < 30$	$0 < q < 16$ $6 < \sigma_m < 30$
Déformation axiale au pic (%)	N.R.	N.R.	$0,5 < \varepsilon_{pic} < 1,65$	N.R.
Vitesse déplacement axial (mm/s)	N.R.	$4,2 \text{ à } 42 \cdot 10^{-5}$	$5 \text{ à } 500 \cdot 10^{-5}$	$53 \cdot 10^{-5}$

N.R. = Non Renseigné ;  $p_c$  = pression de confinement ;  $\sigma_{pic}$  = contrainte axiale au pic ;  $\varepsilon_{pic}$  = déformation axiale au pic  
 $q$  = déviateur de contrainte

Le comportement de l'argile de Boom a été étudié entre autres par [Coll, 2005] et [Horseman et al., 1987]. Pour ces deux études, un fluide extérieur a été mis en contact avec l'argile de Boom. Horseman et Coll utilisent respectivement une eau déionisée et une eau synthétique. On souligne que l'utilisation d'eau déionisée sur les roches argileuses est à éviter, car elle modifie l'équilibre chimique de la structure (cf. §1.2).

Tableau 2.7 : Protocoles d'essais appliqués à l'argile de Boom

	Coll, 2005			Horseman et al., 1987	
Dimension des éprouvettes D/L (mm)	40 / 40	40 / 40	40 / 40	76,2 / 19,2	76,2 / 154,2
Chargement	triaxial	uniaxial	hydrostatique	œdomètre	triaxial
Fluide de saturation	eau de synthèse	aucun	eau de synthèse	eau déionisée	eau déionisée
Principe de saturation	balayage	aucun	balayage	balayage	balayage
Plage de contrainte explorée (MPa)	$0,69 < q_{pic} < 2,5$ $2,6 < \sigma_m < 5,2$ $0 < p_p < 2,2$	$\sigma_{pic} = 2,5$	$1 < \sigma_m < 34,2$ $p_p = 2,2$	$0,2 < \sigma_a < 32$ $p_p = p_{atm}$	$0,80 < q_{pic} < 1,72$ $p_c = 2,5$
Déformation axiale au pic (%)	2,2 à 4,5	2,8	N.R.	N.R.	N.R.
Vitesse déplacement axial (mm/s)	$4,2 \text{ à } 16,7 \cdot 10^{-6}$	$3,3 \text{ à } 333,3 \cdot 10^{-4}$	N.R.	chargement par paliers	chargement par paliers

N.R. = Non Renseigné ;  $q_{pic}$  = déviateur de contrainte au pic ;  $\sigma_m$  = contrainte moyenne ;  $\sigma_a$  = contrainte axiale ;  
 $p_p$  = pression de pore

Enfin, dans la littérature pétrolière, certains opérateurs n'hésitent pas à sécher les roches argileuses avant de réaliser leurs essais [Green et al., 1973 ; Lin, 1981] ou à resaturer les échantillons après séchage [Horsrud et al., 1998, 2001]. Connaissant la sensibilité de ces matériaux aux variations de la teneur en masse fluide, les résultats obtenus à partir de ce type d'essais sont à considérer avec beaucoup de précaution.

Tableau 2.8 : Protocoles d'essais appliqués aux roches pétrolières

	Green <i>et al.</i> , 1973	Lin, 1981	Horsrud <i>et al.</i> , 1998, 2001
Dimension des éprouvettes D/L (mm)	19 / 38,1	12,7 / 31,7	38 / 76
Chargement	triaxial	triaxial	triaxial
Fluide de saturation	aucun	aucun	N.R.
Principe de saturation	séchage	séchage	séchage puis resaturation par balayage
Plage de contrainte explorée (MPa)	$0 < q_{pic} < 793$ $100 < p_c < 400$	$90 < \sigma_{pic} < 750$ $0,1 < p_c < 300$	$6,1 < \sigma_{pic} < 77,5$
Déformation axiale au pic (%)	N.R.	N.R.	N.R.
Vitesse axiale de déformation (mm/s)	$1,9 \cdot 10^{-3}$	N.R.	N.R.

N.R. = Non Renseigné ;  $p_c$  = pression de confinement ;  $\sigma_{pic}$  = contrainte axiale au pic ;  $\varepsilon_{pic}$  = déformation axiale au pic  
 $q$  = déviateur de contrainte

En conclusion, l'essai usuel de caractérisation du comportement mécanique des roches argileuses est un essai de compression triaxiale (avec ou sans confinement) effectué sur un échantillon à teneur en eau naturelle (à la saturation initiale inconnue), d'élanement compris entre un et deux, sans contrôle des pressions de pore et dont la durée ne dépasse pas quelques heures.

En suivant ce type de protocole, les mesures sont influencées par :

- l'état de saturation du matériau (de nombreux auteurs ont mis en évidence une augmentation de la raideur et de la résistance à la rupture lorsque la teneur en eau diminue et inversement (cf. §1.2.2) [Chiarelli, 2000], [Valès *et al.*, 2004], [Pham, 2006], [Zhang *et al.*, 2004]) ;
- l'absence de contrôle des pressions de pore (imposition/mesure) et les vitesses de chargement élevées (par rapport au temps caractéristique de diffusion cf. §3.3.2) qui ne permettent pas de caractériser les évolutions hydromécaniques (la différence entre le comportement instantané et asymptotique des roches argileuses a été mise en évidence par les mesures des paramètres drainés et non drainés obtenues dans le cadre d'une approche poromécanique [Vincké *et al.*, 1998], [Escoffier, 2002] et [Bemer *et al.*, 2004]) ;
- les dimensions des échantillons (il serait préférable de systématiquement travailler sur des échantillons dont l'élanement est au minimum de deux pour limiter les effets du frottement, mais il est courant de rencontrer des essais réalisés sur des éprouvettes d'élanement un).

L'influence des différents phénomènes cités ci-dessus est difficile à caractériser. On peut ainsi s'interroger sur la représentativité du comportement du matériau testé par rapport au comportement du matériau in situ. Cette analyse des données disponibles dans la littérature ne permet pas statuer sur l'importance des couplages hydromécaniques dans le comportement des matériaux argileux, et donc montre la nécessité de contrôler l'état de saturation du matériau et de respecter les temps de stabilisation des pressions interstitielles pour observer ces phénomènes.

### 2.2.3 Synthèses des paramètres mécaniques

En raison de leur grande variabilité de composition et de structure, il est difficile de proposer une représentation du comportement mécanique pour l'ensemble des roches argileuses. Rousset [1988] propose de classer les roches argileuses en deux catégories :

- les roches raides, caractérisées par une teneur en eau inférieure à 10%,
- les roches plastiques (ou tendres), caractérisées par une teneur en eau importante (supérieure à 15%).

D'après cette définition, les argilites de Meuse / Haute-Marne et de Tournemire et l'argile à Opalinus seraient des roches raides et l'argile de Boom une roche plastique. Le comportement des roches argileuses n'est cependant pas seulement lié à leur teneur en eau, mais dépend également de leur minéralogie et de leur niveau de compaction. Toutefois ces paramètres sont corrélés. Ainsi, la teneur en eau dépend, entre autres, de la contrainte appliquée : une roche argileuse est d'autant plus raide qu'elle est profonde [Berest et al., 2000].

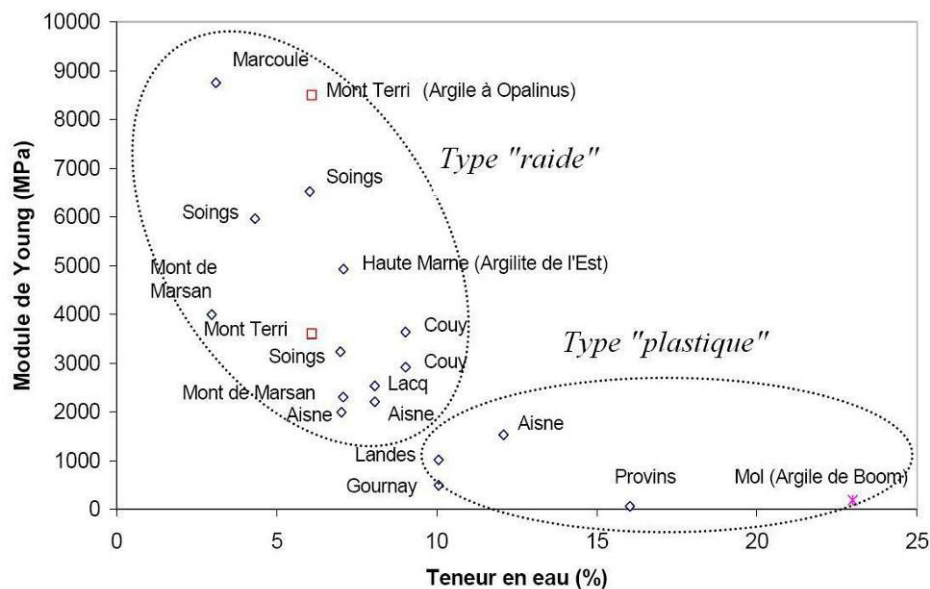


Figure 2.6 : Corrélation entre le module de Young et la teneur en eau pour quelques roches argileuses [Coll, 2005, d'après Bérest et al., 2000]

Mécaniquement, les roches plastiques se différencient par un module de Young et une résistance à la rupture plus faibles. Toute roche argileuse présente des déformations irréversibles. En particulier, les argiles plastiques possèdent un seuil d'élasticité quasiment nul et peuvent subir des déformations importantes sans rupture macroscopique apparente.

A titre de synthèse, les tableaux suivants regroupent les propriétés mécaniques mesurées sur les roches argileuses présentées précédemment. En raison de l'origine sédimentaire des roches argileuses, le litage peut jouer un rôle prépondérant dans le comportement mécanique du matériau : le comportement des roches argileuses est souvent isotrope transverse. Pour les différents paramètres, l'indice 3 est associé et à l'axe perpendiculaire au litage et les indices 1 et 2 sont associés aux axes parallèles à la stratification.

Tableau 2.9 : Propriétés mécaniques (1/3)

Roches argileuses	Profondeur (m)	Vitesse des ondes de compression et de cisaillement (m/s)				Module de Young (MPa)		Coefficient de Poisson			Module de cisaillement (MPa) G <sub>13</sub>	Résistance à la compression simple (MPa)		Résistance à la traction (MPa) R <sub>t</sub>	
		V <sub>p</sub>	V <sub>p</sub> ⊥	V <sub>s</sub>	V <sub>s</sub> ⊥	E <sub>3</sub>	E <sub>2</sub> =E <sub>1</sub>	v <sub>32</sub> =v <sub>31</sub>	v <sub>23</sub>	v <sub>21</sub>		R <sub>c3</sub>	R <sub>c1</sub>		
Argilite de Meuse Haute / Marne (Ref EST104)	422 à 460 (A)	n				60						63		1,4 à 3,8	a
		m				7031						30			
		σ				2871						10			
	460 à 477 (B)	n				34						37			
		m				5691						23			
		σ				1401						5			
	477 à 515 (C)	n				57						61			
		m				5194						19			
		σ				1434						5			
	515 à 527 (D)	n				12						12			
		m				7752						24			
		σ				1414						4			
Argile à Opalinus	200 à 250	n	111	111	48	33	5	8				4	22	b	
		m	3410	1960	2620	1510	9500	15500				25,6	10,5		
		σ	240	120	400	250	2400	4000				2,5	6,5		
		n					2		m=0,24	m=0,33	m=1200				
		m					10200		σ=0,08	σ=0,08	σ=400				
		σ					3600								
		n					2								
		m					11800								
		σ					7200								
		n					4					4			c
		m					2788					25,3			
		σ					371					7,0			
	n										1		d		
	m					2200	6400	0,26	0,3		23	11			
	σ					800	2400	0,09	0,07			3			
						5794	11034						e		

a) [ANDRA, Dossier 2005]

b) [Bock, 2001]

c) [Coll, 2005]

d) [Blümling et al., 2002]

e) [Hunsche et al., 2004]

n = nombre d'essais ;

m = moyenne des essais ;

σ = écart-type ;

|| = parallèle à la stratification ;

⊥ = perpendiculaire à la stratification

Tableau 2.10 : Propriétés mécaniques (2/3)

Roches argileuses	Profondeur (m)	Vitesse des ondes de compression et de cisaillement (m/s)				Module de Young (MPa)		Coefficient de Poisson			Module de cisaillement (MPa)	Résistance à la compression simple (MPa)		Résistance à la traction (MPa)		
		$V_p \parallel$	$V_p \perp$	$V_s \parallel$	$V_s \perp$	$E_3$	$E_2=E_1$	$\nu_{32}=\nu_{31}$	$\nu_{23}$	$\nu_{21}$		$G_{13}$	$R_{c3}$			$R_{c1}$
Argilite de Tournemire	290 environ	n				28	25	28	25	25		23 à 30	26 à 32		a	
		m				13104	34174	0,19	0,36	0,16		( $p_c=10$ )	( $p_c=10$ )			
		$\sigma$				2312	3240	0,03	0,04	0,01						
		m				5957	22128	0,40	0,59			36	45		b	
		n					31		31				13			
		m					20273		0,19				24,0			
		$\sigma$					4479		0,07				10,3		c *	
		n				18	15	18	15		9	5	5	5		c **
		m				9266	27931	0,20	0,17		3942	37,5	41,2	3,6		
		$\sigma$				883	6169	0,05	0,04		575	7,5	12,6	0,27		
		n		5		5										d
		m		2971		1369										
$\sigma$		721		203												
		3	3	3	3									e		
		4280	3380	2490	1815											
m		40	70	18	15											
Argile de Boom	220 à 247	n				500		0,4							f	
		m														
		$\sigma$														
		n				5									g	
m				188												
$\sigma$				66												
n					6						2,5			h		
m				229												
$\sigma$				211												

a) [Niandou et al., 1997]  
e) [Zinszner et al., 2002]

b) [Valès et al., 2004]  
f) [Schittekat, 1983 cité par Dehandschutter et al. 2004]

c) [Rejeb et al., 1999] \*compression simple, \*\* compression triaxiale  
g) [Horseman et al., 1987] h) [Coll, 2005]

d) [Boisson et al., 1998]

Tableau 2.11 : Propriétés mécaniques (3/3)

Roches argileuses	Profondeur (m)	Vitesse des ondes de compression et de cisaillement (m/s)				Module de Young (MPa)		Coefficient de Poisson			Module d'incompressibilité (MPa)	Résistance à la compression simple (MPa)		Résistance à la traction (MPa)	
		$V_p \parallel$	$V_p \perp$	$V_s \parallel$	$V_s \perp$	$E_3$	$E_2=E_1$	$\nu_{32}=\nu_{31}$	$\nu_{23}$	$\nu_{21}$		$K$	$R_{c3}$	$R_{c1}$	$R_{t3}$
North Sea shales	1370					800						6,1			
	1570					1000						8,2			
	1720					1600						12,4			
	1870					1900						13			
	1940					1100						8			
	2090					900									
	1870					1400						7,9			
	2630					3800						27			
	2550					2400						22,5			
	2440					2000						13			
4870					12200						77,5				
Mesaverde shales (Colorado)	350/368	n								9 ( $p_c=10\text{MPa}$ )	2	2	7	12	b
		m								19190	88	54	8,8	11,5	
		$\sigma$								4948	2	4	4,5	3,2	
Mesaverde shales (Wyoming)	1598/1600	n								8 ( $p_c=10\text{MPa}$ )	2	4	12	9	b
		m								12737	123	65	10,7	16,5	
		$\sigma$								2944	4	4	2,4	2,6	
Wyoming shales	3113	m				( $P_c=0\text{ MPa}$ )				( $P_c=0\text{ MPa}$ )					c
						23767				0,15					
		$\sigma$				2950				0,9					

a) [Horsrud et al., 1998, 2001]

b) [Lin, 1981]

c) [Green et al., 1973]

## 2.3 Evolution de la structure d'une argile raide soumise à un chargement

Le matériau argileux est un assemblage composite formé d'une matrice argileuse continue et de particules clastiques. Dans cette partie, on se propose d'étudier l'évolution de la microstructure d'une argile raide soumise à un chargement mécanique.

### 2.3.1 Comportement d'une argile raide à l'échelle macroscopique

Le comportement mécanique des roches argileuses est principalement étudié à partir d'essais de compression « mécanique » (sans contrôle de la pression de pore) en cellule triaxiale avec ou sans confinement. Dans ce type d'essai, le matériau est généralement étudié comme un milieu continu.

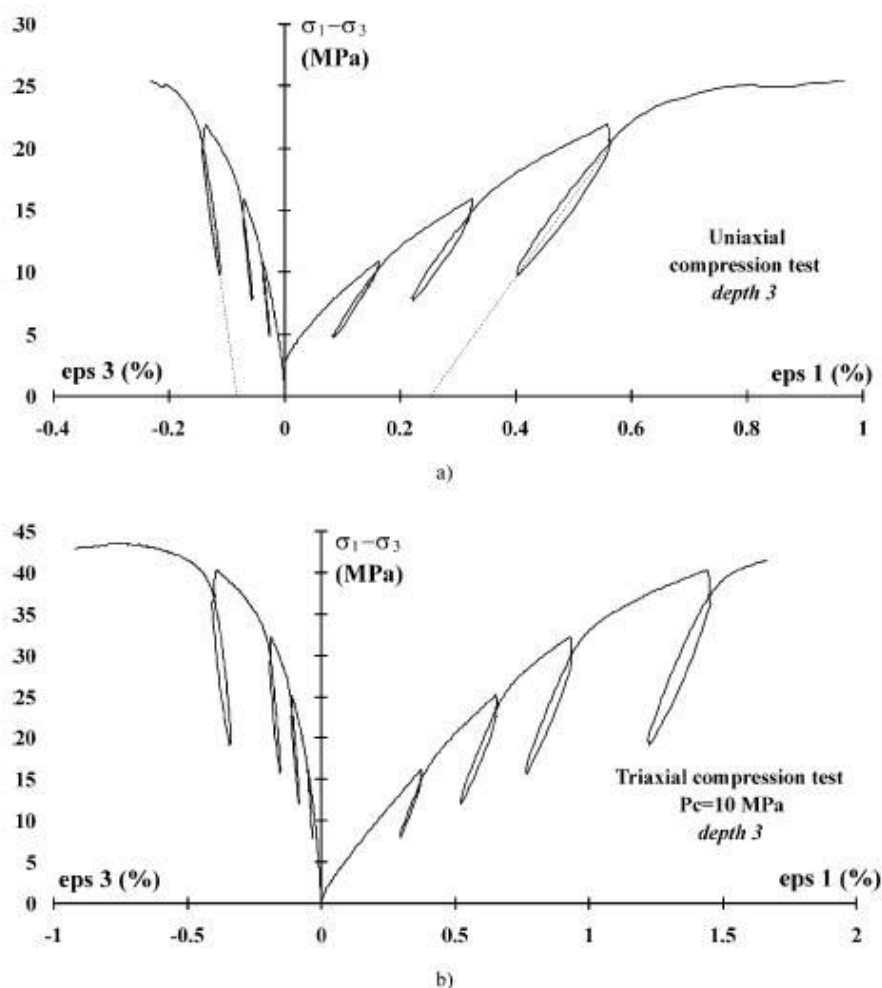


Figure 2.7 : Exemple de courbes contrainte / déformation avec cycles de décharge / recharge : (a) compression uniaxiale, (b) compression triaxiale sous 10 MPa de confinement [Chiarelli et al., 2003]

Une première phase de comportement à un niveau de contrainte très faible peut être observée. Cette phase, dite de serrage, correspond à la fermeture initiale de pores et microfissures préexistants dans le



---

matériau. Elle se traduit par une augmentation progressive de la rigidité et une compaction de l'échantillon. Cette phase tend à disparaître avec l'augmentation de la pression de confinement.

Ensuite, la réponse des roches argileuses est linéaire sur les courbes effort / déformation pour des contraintes déviatoriques généralement inférieures à 40% de la résistance à la rupture. La majeure partie du processus de déformation dans la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation est due à la déformation élastique de la matrice argileuse, des clastes et des pores. Cependant, elle n'est pas synonyme de comportement élastique linéaire : des décharges réalisées durant cette phase montrent l'apparition de déformations irréversibles contractantes. La coexistence entre un comportement macroscopique linéaire et des déformations irréversibles peut s'expliquer par deux phénomènes indépendants [Aublivié-Conil, 2003] : d'une part, les grains minéraux se déforment élastiquement ; d'autre part, des grains ou des parties de grains se déplacent légèrement sous la contrainte appliquée et glissent les uns par rapport aux autres. L'irréversibilité des cycles de charge / décharge met alors en évidence une dissipation d'énergie due au glissement intergranulaire.

La phase suivante correspond à la perte de linéarité des courbes effort / déformation du matériau, caractérisée par des déformations irréversibles importantes et une baisse des modules de déformation mesurés sur des cycles, à partir d'un certain niveau de contrainte situé entre 40 et 50% de la contrainte à la rupture. Toutefois, la détermination de ce seuil de contrainte est délicate car la transition est progressive. Durant cette phase, des microfissures induites par le chargement apparaissent. On note que, dans l'essai triaxial, la pression de confinement a un effet stabilisateur sur les fissures.

A ce stade de déformation, la microfissuration se propage de manière stable et uniformément dans l'échantillon. Puis, la densité de fissuration augmentant, on observe une coalescence, moment à propagation instable de la microfissuration. Suivant le type de roche, on observe une rupture plutôt fragile et localisée à faible pression de confinement, et une rupture ductile à forte pression de confinement.

### **2.3.2 Evolution de la microstructure des roches argileuses en cours de chargement**

L'évolution de la microstructure de l'argile de Meuse / Haute-Marne soumise à une sollicitation mécanique a été étudiée entre autres par Wright [2001] et Fabre [2005].

A partir de fragments d'échantillons issus d'essais mécaniques de fluage et de compression simple, Fabre a réalisé a posteriori des observations au MEB sur des lames minces d'argilite de Meuse / Haute-Marne. En raison de la sensibilité des roches argileuses à l'eau, la préparation des lames minces a été effectuée après imprégnation à la résine polyester sous vide à partir de fragments d'échantillons. Cette méthode utilise une résine très diluée et nécessite plusieurs semaines d'imprégnation. Ensuite, l'ensemble des opérations de sciage et de rectification a été réalisé à sec.

Fabre s'intéresse à la microfissuration des échantillons qui apparaît diffuse sur l'ensemble des zones observées et essentiellement localisée au sein de la matrice argileuse. Cette microfissuration contourne

---

de manière très nette les grains de quartz et de carbonate. Peu de cristaux sont fissurés et seulement quelques grains de carbonate présentent des microfissures intergranulaires. Le long des plans de fissuration, les particules argileuses semblent se réorienter face contre face dans une zone de 10 à 20  $\mu\text{m}$  d'épaisseur autour de l'axe de la fissure. Ces observations mettent de plus en évidence l'influence d'une part de l'anisotropie structurale sur le mode de rupture de la roche et d'autre part de la pyrite dans le développement de la microfissuration. La pyrite présente sous forme d'agrégats framboïdaux, constitue des zones de faiblesse.

Wright a réalisé des observations optiques sur des lames épaisses d'argilite de Meuse / Haute-Marne ( $5 \times 40 \times 50 \text{ mm}^3$ ) soumises à des sollicitations thermomécaniques dans une microcellule (en théorie, il s'agit d'un essai en déformation plane). L'état de saturation de l'échantillon est contrôlé par l'humidité relative imposée ( $RH \approx 100\%$ ). Cette cellule permet de visualiser par microscopie optique les déformations de l'échantillon en cours d'essai et de mettre en évidence des déformations au moins supérieures à 0,25 mm. A cette échelle, l'évolution des clastes au sein de la matrice argileuse n'est pas visible. En complément, des observations ont été réalisées au MEB sur des fragments d'échantillons lyophilisés d'environ  $1 \text{ cm}^3$ .

Sous chargement mécanique, Wright constate que les déformations observées sont liées à l'ouverture de fissures de traction et de cisaillement. Leur amorce est liée aux hétérogénéités de la texture principalement dues aux agrégats de carbonate, de quartz et de pyrite. La rupture est généralement induite par des fractures de cisaillement qui se développent en partie selon les plans du litage. Par ailleurs l'altération des pyrites, qui se traduit par la formation de gypse et de limonite, est source d'endommagement susceptible de se développer dans le temps.

En conclusion, la fracturation se développant sous chargement mécanique est essentiellement localisée dans la matrice argileuse [Fabre, 2005]. Mais son amorce est principalement due aux hétérogénéités présentes dans la matrice argileuse [Wright, 2001]. Ces deux auteurs soulignent l'influence de la pyrite et du litage sur l'endommagement de l'argilite de Meuse / Haute-Marne.

## 2.4 Essai de compression uniaxiale d'un échantillon d'argilite de Tournemire

Un essai de compression uniaxiale sur de petits échantillons d'argilite de Tournemire ( $15 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ ) a été réalisé en associant des observations au MEB et une méthode de corrélation d'images numériques. Cette méthode s'appuie sur la comparaison d'une paire d'images prises avant et après déformation, qui permet de déterminer le champ de déformation. La procédure peut être décomposée en 3 étapes : la préparation de l'échantillon, l'essai mécanique et la détermination du champ de déformation. L'objectif de cet essai est d'étudier l'évolution de la microstructure de l'argilite de Tournemire à l'échelle micrométrique.

### 2.4.1 Principe de la méthode de corrélation d'images numériques

La technique de la corrélation d'images numériques consiste à déterminer un champ de déformation à l'aide de deux images, l'une dite de référence, acquise à un instant initial, et l'autre, dite déformée, acquise à l'instant considéré. Le logiciel de corrélation d'images numériques utilisé est *CorrelManuV* développé au LMS par [Bornert, 1996] et [Doumalin, 2000].

L'utilisation de cette méthode nécessite la présence d'un grand nombre de repères locaux à la surface de l'éprouvette à analyser. Ce type de repères peut exister naturellement à la surface d'un échantillon. En l'absence de repères suffisants, un contraste artificiel peut être créé par un mouchetis de peinture, un dépôt métallique, une gravure mécanique ou chimique, ou par microélectrolitographie. Dans le cas étudié, le contraste naturel de l'argilite de Tournemire a été utilisé.

Une zone d'étude est définie sur l'image de référence par une grille de points virtuels sur lesquels sont centrés des domaines de corrélation. Ces domaines de corrélation sont ensuite recherchés sur l'image déformée. La ressemblance entre ces zones est évaluée à partir des niveaux de gris et quantifiée par le coefficient de corrélation.

La transformation  $\Phi$  caractérisant le mouvement du solide déformable observé [Doumalin, 2000] est exprimée par :

$$\underline{x} = \Omega(\underline{X}) \quad (2.10)$$

avec :

- $\Phi$  : transformation matérielle correspondant à la déformation du matériau,
- $\underline{X}$  : coordonnées des pixels de l'image de référence ;
- $\underline{x}$  : coordonnées des pixels de l'image déformée.

L'expression du coefficient de corrélation retenue par [Doumalin, 2000] est :

$$C(\Omega) = 1 - \frac{\sum_{i \in D} (f(\underline{X}_i) - \bar{f}_D) \cdot (g(\underline{x}_i) - \bar{g}_D)}{\sqrt{\sum_{i \in D} (f(\underline{X}_i) - \bar{f}_D)^2} \cdot \sqrt{\sum_{i \in D} (g(\underline{x}_i) - \bar{g}_D)^2}} \quad (2.11)$$

avec :

- $D$  : domaine de corrélation,
- $f(\underline{X}_i), g(\underline{x}_i)$  : niveaux de gris dans l'image de référence et dans l'image déformée,
- $\bar{f}_D, \bar{g}_D$  : moyennes des niveaux de gris.

Le coefficient de corrélation est compris entre 0 et 1. Pour minimiser le coefficient de corrélation, il est nécessaire d'estimer la transformation matérielle  $\Omega$  permettant de relier les coordonnées des pixels de l'image de référence  $\underline{X}_i$  à celles des pixels de l'image déformée  $\underline{x}_i$ . Sa forme n'étant pas connue, elle est approchée localement sachant que la méthode de corrélation met en correspondance deux domaines de petites tailles.

Soient  $\underline{X}_0$  la position d'un point considéré dans l'image de référence, généralement le centre du domaine de corrélation  $D$  et  $\underline{X}$  la position d'un point de  $D$ . En ce point  $\underline{X}$ , la transformation  $\Omega$  exprimé en fonction du déplacement  $\underline{u}(\underline{X})$  s'écrit :

$$\Omega(\underline{X}) = \underline{X} + \underline{u}(\underline{X}) \quad (2.12)$$

La transformation  $\Phi$  s'approxime en faisant le développement limité de  $\underline{u}(\underline{X})$  au voisinage de  $\underline{X}_0$ .

$$\Omega(\underline{X}) = \underline{X} + \underline{u}(\underline{X}_0) + \frac{\partial \underline{u}}{\partial \underline{X}}(\underline{X}_0)(\underline{X} - \underline{X}_0) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial \underline{X}^2}(\underline{X}_0)(\underline{X} - \underline{X}_0)^2 + o((\underline{X} - \underline{X}_0)^2) \quad (2.13)$$

Suivant l'ordre auquel l'équation (2.13) est tronquée, différentes approximations sont accessibles définissant autant de méthodes de corrélation. Par exemple à l'ordre 0, la transformation est une translation.

$$\Omega(\underline{X}) = \underline{X} + \underline{T}(\underline{X}_0) \quad \text{avec} \quad \underline{T} = \begin{pmatrix} T_x \\ T_y \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

Le vecteur  $\underline{T}$  n'est autre que le vecteur déplacement du centre  $\underline{X}_0$  du domaine de corrélation  $D$ . A l'ordre 1, la transformation est une translation et une déformation locale homogène sur le domaine de corrélation en supposant des variations linéaires du champ de déplacement.

$$\Omega(\underline{X}) = \underline{X} + \underline{T}(\underline{X}_0) + \frac{\partial \underline{u}}{\partial \underline{X}}(\underline{X}_0)(\underline{X} - \underline{X}_0) \quad (2.15)$$

La technique de corrélation utilisée vise donc à déterminer 2 ou 6 coefficients (ordre 0 ou 1) caractérisant la transformation  $\Omega$  par optimisation du coefficient de corrélation par rapport à ces paramètres. Sa minimisation permet de déterminer l'homologue déformé de la zone d'étude considérée. Dans notre cas, la transformation est approximée à l'ordre 0 : on suppose donc que c'est une simple translation.

Une fois que les domaines homologues sont appariés, la position de leurs centres respectifs est connue (coordonnées en pixels) et les champs de déplacement peuvent être calculés. La différence de positionnement entre les deux images définit le champ de déplacement à une translation de corps rigide près.

$$\underline{\xi}(\underline{X}) = \underline{x} - \underline{X} \quad (2.16)$$

A partir de ce champ de déplacement, le champ de déformation est calculé [Allais, 1994] [Bornert, 1996]. La déformation en un point est calculée à partir de la moyenne du gradient de transformation sur un petit voisinage délimité par la position des points voisins. Elle est calculée par une intégrale de contour, sous une hypothèse de linéarité du déplacement entre deux points de mesure. Quatre schémas d'intégration peuvent être utilisés pour ce calcul.

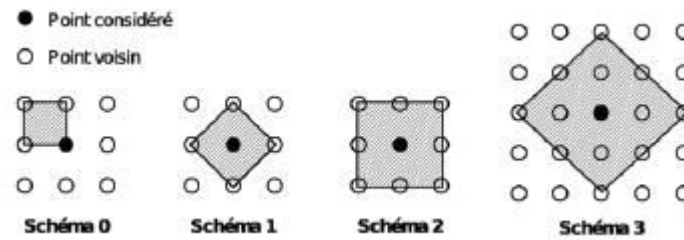


Figure 2.8 : Schéma d'intégration [Bornert, 1996]

Le choix du schéma d'intégration fait varier la base de mesure de la déformation. Un compromis doit être effectué entre l'incertitude de mesure et la résolution spatiale. Plus le schéma comportera un nombre de points élevés, plus la mesure sera précise, mais plus la base de mesure sera grande. Dans l'étude proposée, le schéma d'intégration 2 offrant un bon compromis est retenu.

## 2.4.2 Incertitudes de mesure

On décrit ici brièvement les différentes sources d'incertitudes, Pour plus de précisions, on pourra se rapporter à [Bornert, 2007] et [Doumalin, 2000]. Les incertitudes de mesures proviennent essentiellement de l'utilisation du MEB et du bruit inhérent à ce moyen d'observation. Les erreurs sur la mesure des déplacements par corrélation sur des images MEB ont différentes origines.

- Le marquage peut être plus ou moins bien adapté à la technique de corrélation d'images. En effet, la qualité du traitement des images par corrélation dépend du contraste et des gradients de niveaux de gris disponibles dans l'image.
- Une variation du grandissement peut apparaître pendant l'observation notamment au cours des essais mécaniques réalisés au sein du MEB. Elle est dépendante de la distance de travail (environ 10 mm).
- La dérive du faisceau d'électrons est amplifiée par la durée d'acquisition des images à haute résolution (4096×3773 pixels) de l'ordre de 15 min. Ainsi, un décalage apparaît entre le haut et le bas de l'image. Cette dérive est généralement beaucoup moins sensible horizontalement, le temps entre l'acquisition de deux pixels situés sur la même ligne étant beaucoup plus court que celui entre deux pixels d'une même colonne écartés de la même distance. De plus, des défauts électroniques dus à la carte de pilotage et de numérisation peuvent engendrer des sauts de lignes (erreurs sur le positionnement en début de lignes ou sur l'espacement entre deux lignes successives).

Ces erreurs peuvent être partiellement quantifiées en faisant une corrélation entre deux images d'une même zone prise à deux instants différents et correspondant au même état mécanique. Les images MEB sont enregistrées avec une résolution de 4096×3773 pixels codés sur 8 bits soit 256 niveaux de gris par pixels (correspondant aux conditions d'essai). Les légères modifications dans les conditions de prise d'image génèrent des déformations apparentes qui permettent de quantifier le bruit de mesure.

La zone d'étude représente une aire de  $200 \times 200 \mu\text{m}^2$  décomposée en 3600 domaines de corrélation ( $60 \times 60$ ). On réalise quatre acquisitions : la première définit l'état de référence, la seconde est obtenue dans les mêmes conditions d'observation, la troisième et quatrième sont enregistrées après un déplacement du plateau (support de l'échantillon) respectivement de 5 et 10  $\mu\text{m}$  dans la direction verticale.

Déformation	$\varepsilon_{11}$ (%)	$\varepsilon_{22}$ (%)	$\varepsilon_{12}$ (%)	$\varepsilon_{eq}$ (%)
Etat de référence	0	0	0	0
Acquisition 1	0,010	-0,014	-0,011	0,021
Acquisition 2	0,003	0,005	-0,030	0,040
Acquisition 3	0,001	-0,008	-0,024	0,033

Tableau 2.12 : Déformations calculées à partir du mouvement de corps rigide

$\varepsilon_{22}$  est la déformation moyenne dans la direction de chargement et  $\varepsilon_{11}$  correspond à la déformation moyenne dans la direction perpendiculaire au chargement. La déformation équivalente de Von Mises  $\varepsilon_{eq}$  moyenne a pour expression:

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \text{tr}(\underline{\underline{e}}^p \cdot \underline{\underline{e}}^p)} \text{ avec } \underline{\underline{e}}^p = \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{1}} \quad (2.17)$$

La déformation équivalente est calculée sous l'hypothèse que la transformation locale est axisymétrique, la troisième direction étant supposée normale au plan d'observation. Dans notre cas, la déformation équivalente se réduit à :

$$\varepsilon_{eq} = \frac{2}{3} (\varepsilon_{22} - \varepsilon_{11}) \quad (2.18)$$

Les déformations calculées à partir du mouvement de corps rigide montrent que la déformation équivalente moyenne liée à l'erreur de mesure reste inférieure à 0,05%. La déformation équivalente sera utilisée par la suite pour décrire l'évolution de la microstructure soumise à un chargement mécanique.

### 2.4.3 Préparation des échantillons

Les échantillons sont issus de la carotte IRSN PH4 8660 extraite perpendiculairement au litage. A partir de cette carotte, des échantillons parallélépipédiques de dimensions :  $15 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$  (hauteur  $\times$  largeur base  $\times$  longueur base) sont usinés à sec pour être ensuite lyophilisés (cf. §1.1). Les échantillons ainsi préparés sont stockés dans des récipients hermétiques contenant du gel de silice afin d'éviter toute hydratation (quatre échantillons ont été préparés). Préalablement au lancement de l'essai, la surface à analyser est polie mécaniquement à sec pour être observée au MEB à partir des

---

électrons rétrodiffusés (EBSD pour Electron BackScatter Diffraction). Ce type d'analyse permet d'observer les contrastes de phase mais nécessite une préparation soignée de la surface.

Contrairement à l'analyse de la microstructure réalisée sur l'échantillon cryofracturé (cf. §1.1), aucun dépôt métallique n'est appliqué sur la surface de l'échantillon. Le MEB environnemental (Quanta 600 FEG ESEM) du LMS est utilisé en mode « faible vide », qui permet de limiter les effets des charges électroniques sur la surface de l'échantillon analysé et d'observer la surface des échantillons sans aucune préparation complémentaire (comme les métallisations à l'or ou au carbone, indispensables en mode classique).

Montes *et al.* [2004] ont observé au MEB l'évolution de la microstructure de l'argilite de Meuse / Haute-Marne soumise à des cycles de condensation / évaporation. La déshydratation entraîne une microfissuration de la matrice argileuse. La sensibilité à l'eau de l'argilite de Meuse / Haute-Marne dépend de sa composition minéralogique et principalement de sa teneur en minéraux argileux gonflants. L'argilite de Tournemire présentant une teneur en smectite similaire à l'argilite de Meuse / Haute-Marne (cf. §2.1), les étapes d'usinage à sec et de lyophilisation sont susceptibles de modifier la microstructure des échantillons.

#### **2.4.4 Essai mécanique**

L'essai mécanique est réalisé au sein de la chambre du MEB (essai *in situ*). L'avantage de cet essai est de déterminer les champs de déformation à différents niveaux de chargement. Les échantillons étant préalablement lyophilisés, on espère ainsi différencier les évolutions dues au chargement mécanique et celles d'origines hydrique et / ou chimique.

Avant de réaliser l'essai mécanique, une observation approfondie des échantillons a été effectuée. Il est apparu que l'ensemble des échantillons présentait une microfissuration plus ou moins développée dont l'origine est supposée liée au protocole expérimental (déshydratation). Un échantillon d'axe perpendiculaire au plan de litage et comprenant une microfissuration parallèle au litage peu développée a été sélectionné. On suppose que sous chargement cette microfissuration perpendiculaire à l'axe de chargement se refermera. Les échantillons présentant une microfissuration parallèle à la direction de chargement ont été écartés.

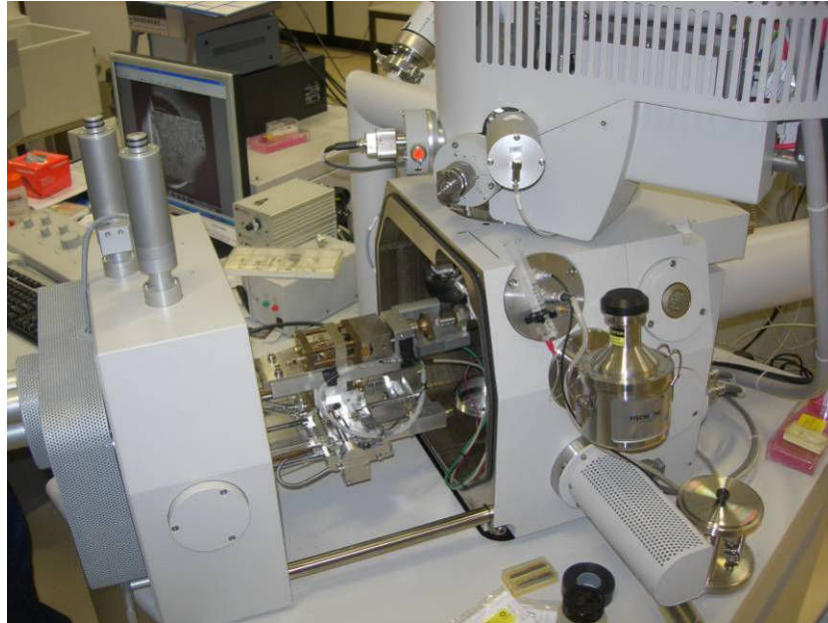


Figure 2.9 : Dispositif de compression uniaxiale au sein du MEB (LMS)

L'essai in situ est réalisé à l'aide d'un dispositif de compression simple placé dans le plan horizontal au sein du MEB. L'échantillon parallélépipédique est positionné entre les deux plateaux de chargement. Le dispositif de mesure est composé d'un capteur de force mesurant le chargement axial appliqué et d'un capteur LVDT placé sur l'embase du piston mesurant le déplacement axial. La distance d'observation entre l'échantillon et le faisceau d'électron est d'environ 10 mm.

L'essai se décompose en neuf paliers de chargement (étape initiale comprise), la vitesse de chargement entre chaque palier est de  $0,4 \mu\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ . A chaque palier, la microstructure est observée dans deux zones de dimensions  $4 \times 4 \text{ mm}^2$ , localisées au centre de l'échantillon (pour éviter les effets de bords), selon trois grossissements différents :  $\times 040$ ,  $\times 200$ ,  $\times 700$ . La première zone d'observation est centrée sur une zone saine et la deuxième est centrée sur une microfissure parallèle au litage (perpendiculaire à l'axe de chargement).

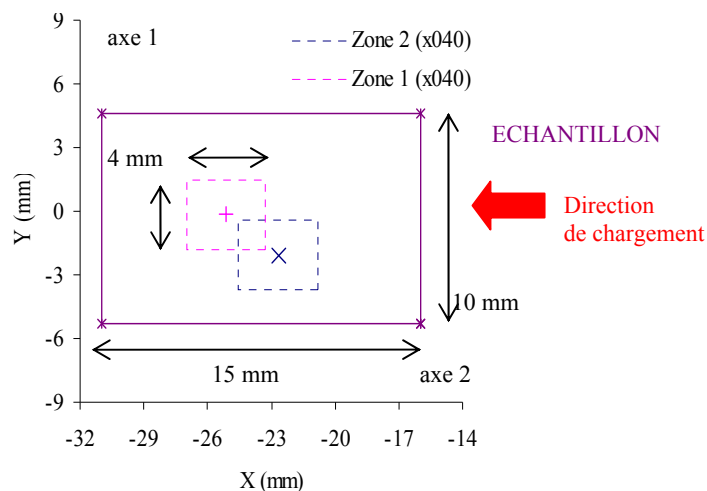


Figure 2.10 : Dimensions de l'échantillon et positions des zones d'étude



---

La figure 2.11 présente la courbe contrainte / déformation enregistrée au cours du chargement uniaxial par le dispositif de mesure macroscopique. La contrainte axiale maximale est d'environ 60 MPa pour une déformation axiale maximale de 5%. On note que la contrainte axiale maximale est appliquée sans entraîner la rupture de l'échantillon. Ce chargement correspond à la contrainte maximale applicable avec le dispositif d'essai. Pour un échantillon à teneur en eau naturelle, la résistance en compression simple perpendiculairement au litage ne dépasse 40 MPa pour l'argilite de Tournemire (cf. §2.2.3). Ce point peut être dû à l'influence durcissante de la lyophilisation sur le comportement mécanique de l'échantillon et à son élancement de 1,5. De plus, les déformations axiales globales mesurées très importantes sont probablement en partie imputables au dispositif expérimental.

Au cours de l'essai, le chargement est arrêté pour permettre l'acquisition des images MEB pendant environ 90 min (6 observations d'une durée de 15 min correspondant aux deux zones observées à trois grossissements différents). Pendant ces paliers, une phase de relaxation imputable au comportement intrinsèque du matériau et au dispositif expérimental est observée.

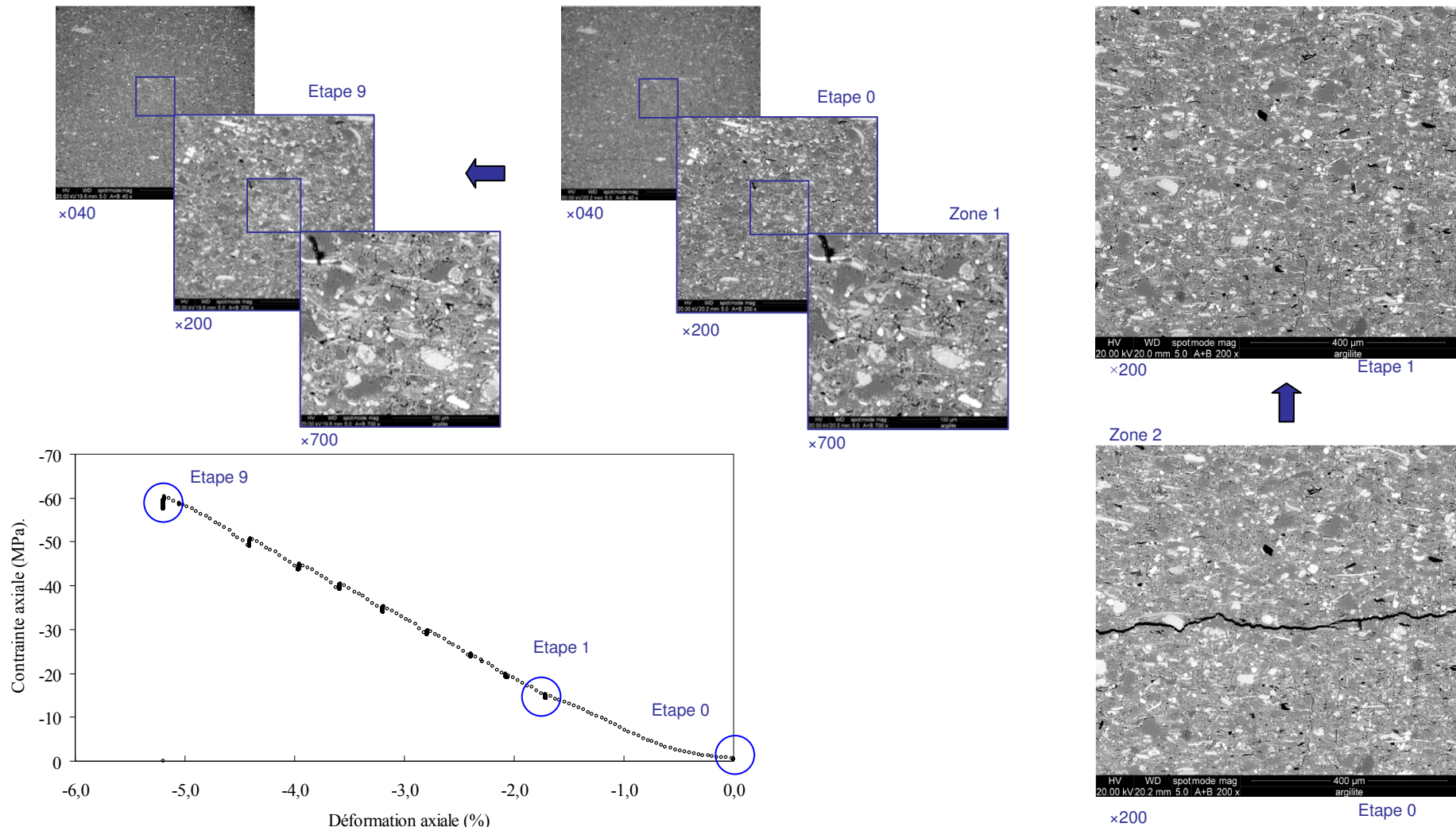


Figure 2.11 : Essai de compression simple in situ, courbe contrainte / déformation (IRSN PH4 8660)

## 2.4.5 Observation de la microstructure en cours de chargement

Entre l'étape initiale et l'étape 1, l'évolution de la courbe contrainte / déformation est non linéaire. Cette non linéarité correspond à la fermeture des microfissures présentes initialement (phase de serrage), les observations MEB confirment ce résultat. Sur la figure 2.11, on peut constater que la microfissure dans la zone 2, strictement localisée au sein de la matrice argileuse, se referme parfaitement.

Ensuite, entre l'étape 1 et 9, la courbe contrainte / déformation est quasi linéaire (en faisant abstraction des phénomènes de relaxation observés durant les paliers nécessaires à l'acquisition des images MEB). A « l'œil nu », aucune modification notable de la microstructure n'est visualisée sur les deux zones d'études (zone saine et zone centrée sur une microfissure) aux différentes échelles d'observation : les clastes restent scellés au sein de la matrice argileuse, aucune amorce de fracture et / ou de phénomène de décohésion aux interfaces matrice / claste ne sont observés durant le chargement.

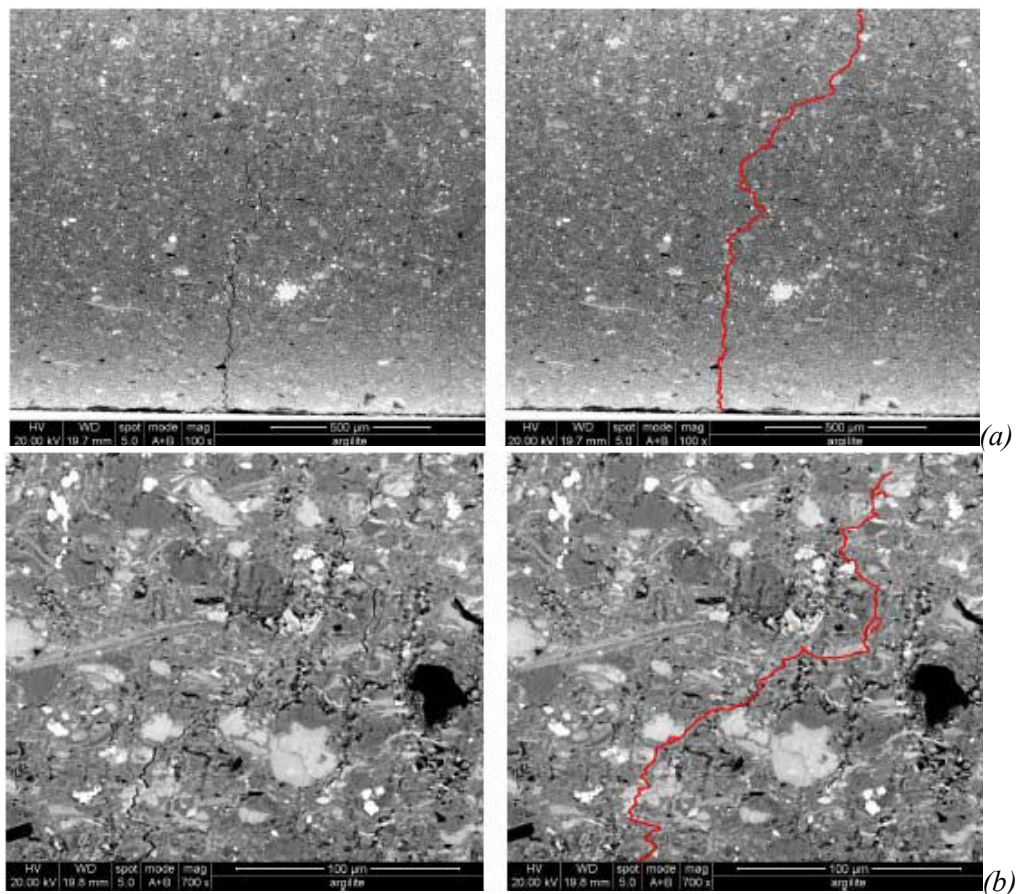


Figure 2.12 : Microfissure à la base de l'échantillon soumis à un chargement mécanique (IRSN PH4 8660)

Cependant, en dehors des zones d'observation retenues, on note qu'une microfissure s'est développée à la base de l'échantillon au niveau du contact avec le plateau de chargement. Cette microfissure se propage au sein de la matrice argileuse en contournant les clastes de résistance plus élevée.

Les observations « à l'œil nu » ne permettent pas d'étudier l'évolution de la microstructure soumise à un chargement mécanique. Par la suite, on présente les observations réalisées à partir de la corrélation d'images numériques.

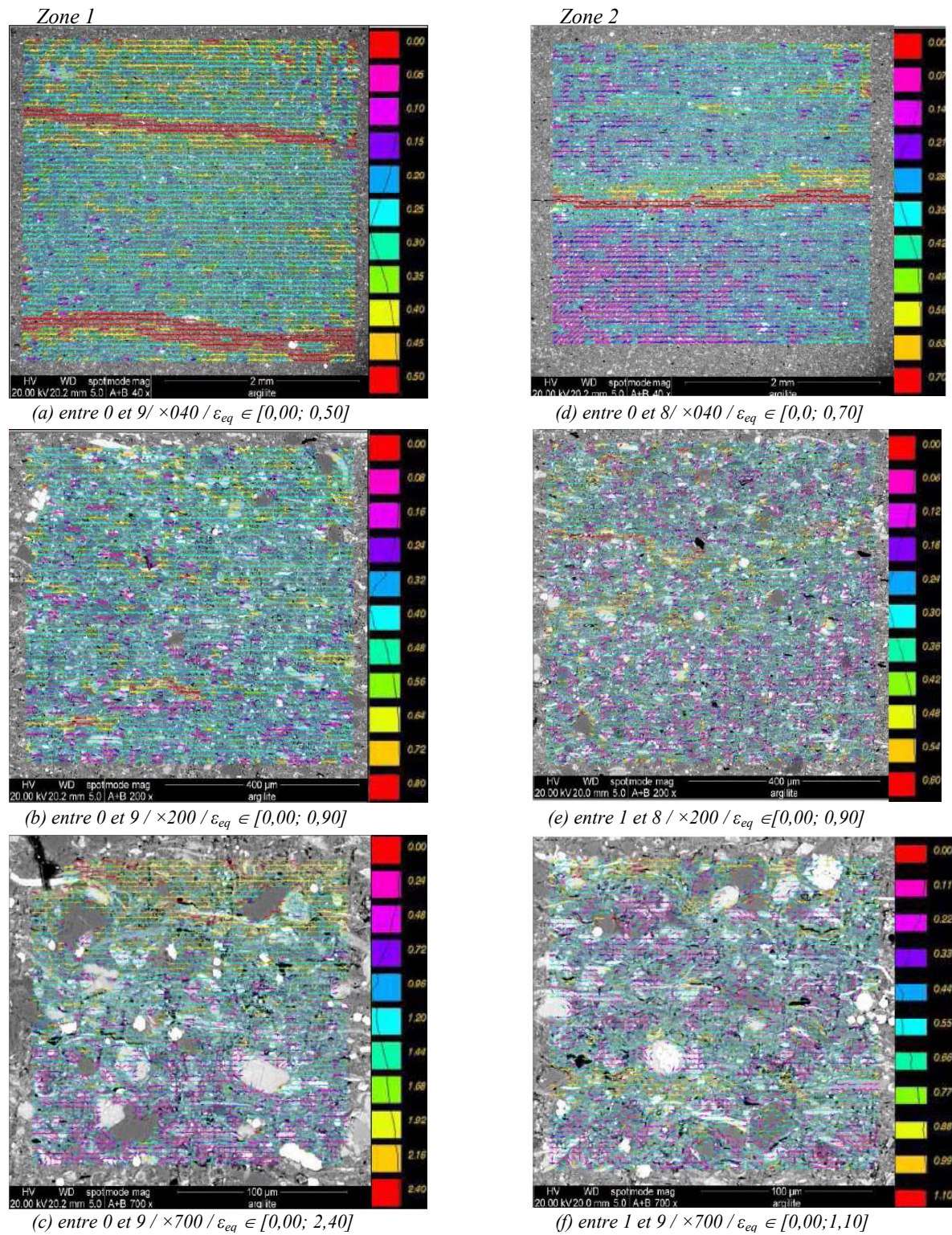


Figure 2.13 : Champs des déformations équivalentes (légende : entre les étapes  $n_1$  et  $n_2$  / grossissement utilisé / bornes de la légende (%)) ; IRSN PH4 8660

La figure 2.13 présente les champs des déformations équivalentes calculées aux différentes échelles d'observation. On rappelle que la qualité du traitement des images par corrélation dépend du contraste et des gradients de niveaux de gris disponibles dans l'image. Dans l'analyse présentée, on rappelle que seul le contraste naturel de l'argilite de Tournemire est utilisé. Au grossissement le plus élevé (correspondant à une zone d'étude de  $200 \times 200 \mu\text{m}^2$ ), cette méthodologie atteint ses limites. Du fait de leur composition chimique homogène (l'analyse est réalisée à partir des électrons rétrodiffusés), les différentes particules présentes dans la matrice argileuse présentent une absence de contraste. Les déformations au sein des particules ne sont donc pas accessibles et les déformations (calculées à partir d'une intégrale de contour) aux interfaces particule / matrice argileuse sont sources d'incertitude.

En dehors des déformations liées à la fermeture des microfissures, on constate que les champs des déformations équivalentes au sein de la matrice argileuse apparaissent homogènes aux différentes échelles d'observation, i.e. aucun phénomène important de localisation des déformations n'est mis en évidence. Comme attendu, la direction de la déformation principale est parallèle à l'axe de chargement (direction 22).

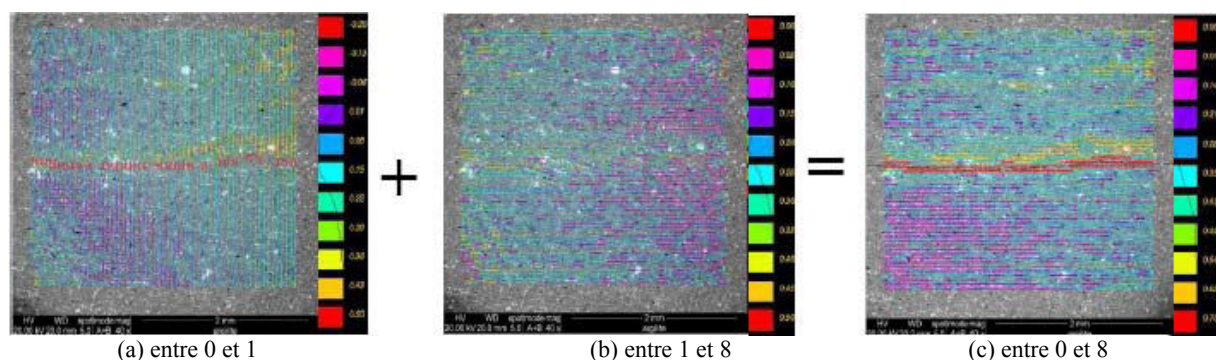


Figure 2.14 : Décomposition du champ des déformations équivalentes pour la zone d'étude n°2 (IRSN PH4 8660)

La figure 2.14 présente une décomposition du champ des déformations équivalentes sur la zone d'étude n°2 d'environ  $3 \times 3 \text{ mm}^2$  (grossissement  $\times 040$ ). L'image (a) représente le champ des déformations équivalentes estimé entre l'étape initiale et le premier palier de chargement, les déformations équivalentes maximales sont localisées au niveau de la microfissure. L'image (b) représente le champ des déformations équivalentes estimé entre l'étape 1 et 8, le champ des déformations équivalentes est homogène. L'image (c) représente le champ des déformations équivalentes estimé entre l'étape initiale et l'étape 8. Les déformations équivalentes maximales sont localisées au niveau de la microfissure qui s'est refermée au cours de la première phase de chargement et le champ des déformations équivalentes est homogène dans le reste de la zone d'étude.

Cette décomposition souligne que les microfissures perpendiculaires à l'axe de chargement, dont l'origine est supposée liée à la déshydratation des échantillons, ont une influence négligeable sur la distribution du champ des déformations équivalentes après leur fermeture.

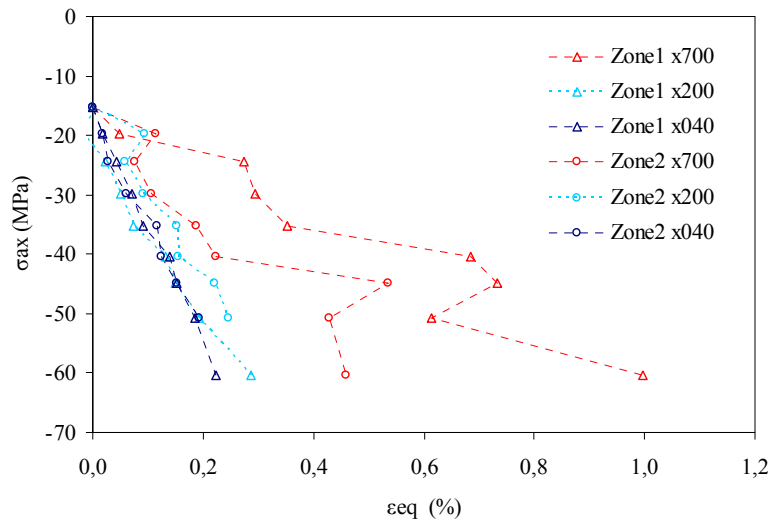


Figure 2.15 : courbes contrainte axiale / déformation moyenne équivalente des 2 zones étudiées à différentes échelles d'observation (IRSN PH4 8660)

La figure 2.15 présente les courbes d'évolution de la contrainte axiale mesurée en fonction de la déformation moyenne équivalente estimée par corrélation d'images numériques pour les deux zones étudiées à différents grossissements. La phase de serrage entre l'étape initiale et le premier palier de chargement à 15 MPa n'est pas représentée, i.e. les déformations correspondant à la fermeture des microfissures ne sont pas prises en compte. Bien que la déformation moyenne équivalente calculée au grossissement le plus élevé ( $\times 700$ ) soit influencée par des problèmes de contraste, elle reste supérieure d'une décade aux valeurs calculées lors du test de mouvement de corps de rigide.

On observe que la plage de variation de la déformation moyenne équivalente au cours du chargement tend à diminuer avec l'élargissement de la zone d'étude (ou de la diminution du grossissement). Les courbes d'évolution tendent à devenir linéaires et confondues avec l'élargissement de la zone d'étude. Ce phénomène met en évidence la notion de volume élémentaire représentatif. A l'échelle microscopique, l'argilite de Tournemire est un matériau hétérogène. Définir un volume élémentaire représentatif consiste à définir un ordre de grandeur pour les dimensions de la zone d'étude  $D$  de telle sorte que l'étude à l'échelle microscopique des phénomènes physiques sur un volume d'étendue  $D$  fournisse des éléments pertinents pour construire une modélisation macroscopique des mêmes phénomènes [Dormieux et Bourgeois, 2002] :

- ce volume doit être suffisamment petit pour prendre en compte la structure microscopique du matériau et suffisamment grand pour pouvoir décrire le comportement global du matériau.
- ses propriétés doivent être indépendantes de l'endroit du matériau où il a été « prélevé ».

On souligne qu'au grossissement  $\times 040$ , les dimensions des zones d'étude ne permettent pas de prendre en compte le comportement de la microstructure et les deux zones se chevauchent partiellement (cf. figure 2.10).

---

Si l'on étend les résultats obtenus dans la direction  $z$ , ils montrent qu'un volume élémentaire représentatif pour l'argilite de Tournemire pourrait être constitué par une zone d'étude d'environ  $800 \times 800 \times 800 \mu\text{m}^3$  (soit  $0,5 \text{ mm}^3$ ) obtenue avec le grossissement  $\times 200$  (les phénomènes de microfissuration ne sont pas pris en compte).

L'essai de compression uniaxial réalisé au sein du MEB et associé à une méthode de corrélation d'images numériques, nous a permis d'étudier l'évolution de la microstructure de l'argilite de Tournemire soumis à un chargement mécanique. Durant ces essais, différentes difficultés ont été rencontrées : le chargement appliqué s'est avéré insuffisant pour parvenir à la rupture de l'échantillon (influence de la lyophilisation) et les problèmes de contraste rencontrés à l'échelle des particules ne nous ont pas permis d'étudier les déformations intraparticulaires et aux interfaces particule / matrice.

Les observations ont montré que les champs des déformations équivalentes sont homogènes dans les zones d'études (en faisant abstraction des fissures préexistantes liées à la préparation du matériau). Aucun phénomène de localisation des déformations et de décohésion des particules au sein de la matrice n'a été observé. En dehors des zones d'étude, une microfissure a été observée à la base de l'échantillon probablement due au frettage. Elle se propage au sein de la matrice argileuse et contourne les clastes de résistance plus élevés. Cette observation est en accord avec les travaux de [Fabre, 2005] et [Wright, 2001], qui constatent que la fracturation est essentiellement localisée dans la matrice argileuse de l'argilite de Meuse / Haute-Marne.

Le point notable de cette partie de l'étude est de permettre la détermination des dimensions caractéristiques d'un volume élémentaire représentatif pour l'argilite de Tournemire. A titre de comparaison, le volume d'un échantillon œdométrique ( $\pi \times 20^2 \times 20 \text{ mm}^3$ ) est environ 50000 fois supérieur au volume de  $0,5 \text{ mm}^3$  identifié comme un volume élémentaire représentatif.

---

# **Chapitre 3 :** **Couplage hydromécanique**



---

### 3 Couplage hydromécanique

#### 3.1 Formulation générale de la loi de comportement poroélastique

Cette présentation du comportement des milieux poreux suit l'approche thermodynamique initiée par Biot [1941, 1972] et complétée par Coussy [1991, 2004].

A l'échelle macroscopique, le milieu poreux saturé est représenté par la superposition, dans le temps et l'espace, de deux milieux continus : le squelette solide et le fluide interstitiel. L'espace interstitiel ou espace poreux connecté est l'espace où s'effectuent des échanges de masse fluide avec l'extérieur durant les déformations du système (cas d'un système thermodynamiquement ouvert). Il peut également exister un espace poreux occlus dans lequel le fluide se trouve piégé. Cet espace poreux occlus et la matière solide (matrice) constituent le squelette solide.

Notations :

- la convention de signe de la mécanique des milieux continus est adoptée (compression négative),
- les paramètres drainés seront notés sans indice et les paramètres non drainés porteront l'indice  $u$ ,
- la notation tensorielle de Voigt est utilisée :  $\gamma_{ij} = 2\varepsilon_{ij}$ .

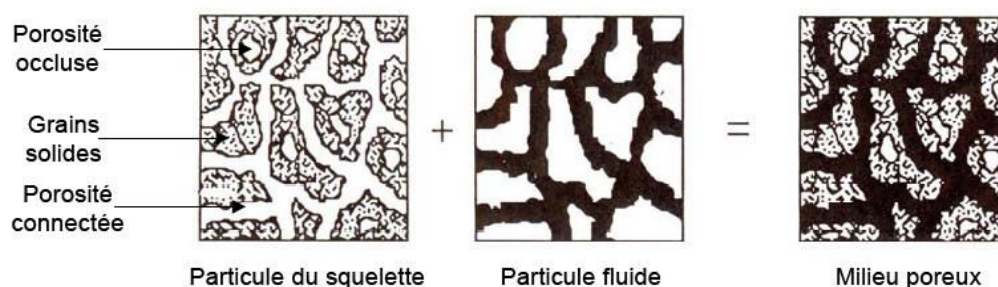


Figure 3.1: Le milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus [Coussy, 1991]

##### 3.1.1 Hypothèse de petites perturbations

La formulation des lois de comportement d'un milieu poreux est effectuée dans le cadre de l'hypothèse des petites perturbations. Cette notion est explicitée dans Coussy [2004], elle revient à adopter les hypothèses suivantes :

- transformations infinitésimales  $\|\underline{\underline{\nabla \xi}}\| \ll 1$ , où  $\underline{\underline{\xi}}$  est le vecteur déplacement du squelette (au premier ordre d'approximation, les approches Lagrangienne et Eulérienne coïncident),
- petits déplacements des particules du squelette (hypothèse permettant de confondre les configurations initiale et actuelle),

- petites variations de température et de pression (hypothèses imposant de petites variations de la masse volumique du fluide)
- petites variations de porosité lagrangienne  $\Phi$  (la porosité lagrangienne correspond au volume poreux actuel rapporté au volume total initial),
- évolutions quasistatiques.

Sous l'hypothèse de petites perturbations, la linéarisation du tenseur des déformations  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  conduit à :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2}(\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}} + {}^t\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}}) \quad (3.1)$$

et  $\nabla \cdot \underline{\underline{\xi}} = \text{tr}(\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}}) = \text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}$

Les équations (3.1) sont appelées équations de compatibilité. Elles assurent que le tenseur des déformations dérive bien d'un champ de déplacement.

Dans le cadre de l'hypothèse des transformations infinitésimales, la porosité Lagrangienne  $\Phi$  est reliée à la porosité Eulérienne  $\phi$  (correspondant au volume poreux actuel rapporté au volume total actuel) par la relation :

$$\Phi = (1 + \varepsilon_v)\phi \quad \text{avec } \varepsilon_v = \text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}. \quad (3.2)$$

### 3.1.2 Equations d'équilibre

#### a) Conservation de la masse fluide

Dans l'expression de la conservation de la masse fluide, il est essentiel de ne considérer que le fluide contenu dans l'espace poreux connecté, seul susceptible d'avoir un mouvement relatif par rapport au squelette. La teneur en masse fluide  $m_f$  par unité de volume initial est ainsi simplement reliée à la porosité Lagrangienne  $\Phi$  et à la masse volumique du fluide  $\rho_f$  :

$$m_f = \rho_f \Phi \quad (3.3)$$

Cette expression traduit la saturation du milieu.

Le flux massique de fluide est décrit par le vecteur courant de masse fluide  $\underline{w}$ , directement proportionnel à la vitesse d'écoulement relative du fluide par rapport au squelette  $\underline{v}_r$  :

$$\underline{w} = \rho_f \Phi \underline{v}_r \quad (3.4)$$

La conservation de la masse fluide s'écrit :

$$\frac{\partial m_f}{\partial t} + \nabla \cdot \underline{w} = 0 \quad (3.5)$$

b) *Conservation de la quantité de mouvement*

Sous l'hypothèse de petites perturbations, la conservation de la quantité de mouvement conduit à l'équation d'équilibre mécanique quasi-statique:

$$\underline{\nabla} \cdot \underline{\underline{\sigma}} + \rho \underline{F} = \underline{0} \quad (3.6)$$

où :

$\underline{\underline{\sigma}}$  : tenseur des contraintes de Cauchy,

$\underline{F}$  : forces volumiques externes (elles se réduisent généralement aux forces de gravité  $\underline{g}$ ),

$\rho$  : masse volumique du milieu poreux.

En l'absence de forces volumiques externes, l'équation d'équilibre se réduit à :

$$\underline{\nabla} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{0} \quad (3.7)$$

La masse volumique du milieu poreux est définie par  $\rho = \rho_s (1 - \phi) + \rho_f \phi$ . La masse volumique initiale est  $\rho^0 = \rho_s^0 (1 - \Phi^0) + \rho_f^0 \Phi^0$ . Les hypothèses de petites variations de la porosité Lagrangienne et de petites variations de la masse volumique du fluide permettent de poser  $\rho = \rho^0$ .

### 3.1.3 Equations d'état du fluide

Les équations d'état du fluide découlent des premier et second principes de la thermodynamique appliqués à un fluide homogène soumis à des transformations réversibles. L'état thermodynamique du fluide est caractérisé par l'enthalpie libre massique  $g_f(p_p, T)$ , soit :

$$\frac{\partial g_f}{\partial p_p} = \frac{1}{\rho_f} \quad ; \quad \frac{\partial g_f}{\partial T} = -s_f \quad (3.8)$$

$$\text{ou} \quad dg_f = \frac{dp_p}{\rho_f} - s_f dT \quad (3.9)$$

où :

$g_f$  : enthalpie libre massique du fluide,

$s_f$  : entropie massique du fluide,

$p_p$  : pression du fluide interstitiel ou pression de pore,

$T$  : température.

Les relations (3.8) et (3.9) relient l'entropie massique  $s_f$  et la masse volumique  $\rho_f$  à leurs variables associées, la pression  $p_p$  et la température  $T$ . On souligne que l'enthalpie libre massique du fluide  $g_f$  est reliée à son énergie libre massique  $\psi_f$  par :

$$g_f = \psi_f + \frac{p_p}{\rho_f} \quad (3.10)$$

La différentiation des équations d'état du fluide conduit à écrire la loi de comportement du fluide sous la forme :

$$\frac{d\rho_f}{\rho_f} = \frac{dp_p}{K_f} - 3\alpha_f dT \quad (3.11)$$

$$ds_f = -3\alpha_f \frac{dp_p}{\rho_f} + c_f \frac{dT}{T} \quad (3.12)$$

où :

- $c_f$  : chaleur massique du fluide à pression constante,
- $\alpha_f$  : coefficient de dilatation du fluide,
- $K_f$  : module d'incompressibilité isotherme du fluide.

### 3.1.4 Approche thermodynamique des milieux poreux

L'approche thermodynamique offre un cadre général pour la formulation des lois de comportements des milieux continus ouverts. La combinaison des premier et second principes de la thermodynamique, appliqués au milieu poreux vu comme la superposition du squelette solide et du fluide interstitiel, conduit à l'inégalité fondamentale de Clausius-Duhem, qui exprime la positivité de la dissipation de l'énergie dans le milieu poreux par unité de volume initial, soit:

$$\underline{\underline{\sigma}} : \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt} + g_f \frac{dm_f}{dt} - S \frac{dT}{dt} - \frac{d\Psi}{dt} + \frac{\underline{w}}{\rho_f} \cdot (-\underline{\nabla} p_p + \rho_f \underline{F}) - \frac{\underline{q}}{T} \cdot \underline{\nabla} T \geq 0 \quad (3.13)$$

où :

- $\underline{\underline{\varepsilon}}$  : tenseur des déformations linéarisé,
- $S$  : entropie volumique du système,
- $\Psi$  : énergie libre volumique du système,
- $\underline{q}$  : vecteur courant de chaleur.

Cette inégalité peut se décomposer sous la forme d'une somme de 3 termes :

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 \geq 0 \quad (3.14)$$

avec

$$\varphi_1 = \underline{\underline{\sigma}} : \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt} + g_f \frac{dm_f}{dt} - S \frac{dT}{dt} - \frac{d\Psi}{dt} \quad (3.15)$$

$$\varphi_2 = \frac{w}{\rho_f} \cdot (-\underline{\nabla} p_p + \rho_f \underline{F}) \quad (3.16)$$

$$\varphi_3 = -\frac{q}{T} \cdot \underline{\nabla} T \quad (3.17)$$

La dissipation volumique intrinsèque  $\varphi_1$  correspond à la transformation irréversible de l'énergie mécanique en chaleur reliée au seul squelette solide. En effet, en introduisant dans (3.15), l'entropie et l'énergie libre du squelette solide par unité de volume initial ( $S_s = S - m_f s_f$  et  $\Psi_s = \Psi - m_f \psi_f$ ) et les équations (3.3), (3.9) et (3.10), on obtient une expression de la dissipation intrinsèque en fonction des caractéristiques propres du squelette solide :

$$\varphi_1 = \underline{\underline{\sigma}} : \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt} + p_p \frac{d\Phi}{dt} - S_s \frac{dT}{dt} - \frac{d\Psi_s}{dt} \quad (3.18)$$

Les dissipations  $\varphi_2$  et  $\varphi_3$  sont liées aux phénomènes de conduction et de transport. La dissipation  $\varphi_2$  caractérise les phénomènes dissipatifs d'origine mécanique apparaissant au sein du fluide. La dissipation thermique  $\varphi_3$  est liée à la conduction de la chaleur et traduit une dégradation de la qualité de la chaleur. La nature différente des dissipations  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$  et  $\varphi_3$ , conduit à adopter l'hypothèse de découplage des dissipations et ainsi supposer que ces trois dissipations sont séparément non négatives.

### 3.1.5 Lois de Conduction

a) *Loi de Darcy (ou de conduction de la masse fluide)*

L'hypothèse de découplage des dissipations impose la positivité de la dissipation associée au transport de masse fluide, exprimée par la relation :

$$\frac{w}{\rho_f} \cdot (-\underline{\nabla} p_p + \rho_f \underline{F}) \geq 0 \quad (3.19)$$

La loi de Darcy assure la non négativité de la dissipation  $\varphi_2$  :

$$\frac{w}{\rho_f} = \underline{\underline{\lambda}}_f \cdot (-\underline{\nabla} p_p + \rho_f \underline{F}) \quad (3.20)$$

où :

$\underline{\underline{\lambda}}_f$  : tenseur de conductivité hydraulique du milieu (dans le cas isotrope,  $\underline{\underline{\lambda}}_f = \lambda_f \underline{\underline{1}}$ , avec  $\lambda_f$  coefficient strictement positif).

La conductivité hydraulique du milieu caractérise à la fois les propriétés du squelette et du fluide interstitiel. Dans le cas d'un milieu isotrope, la loi de Darcy relie linéairement le flux d'eau et le gradient de charge hydraulique via la perméabilité.

Pour un fluide peu compressible, la conductivité hydraulique s'exprime par la relation :

$$\underline{\lambda}_f = \frac{\underline{k}}{\underline{\mu}_f} \quad (3.21)$$

où :

$\underline{k}$  : tenseur de perméabilité intrinsèque, lié aux seules propriétés du squelette dont les composantes sont homogène à une surface,

$\underline{\mu}_f$  : coefficient de viscosité dynamique du fluide.

Si l'on néglige les forces de volume externes, l'expression de la loi de Darcy se réduit à :

$$\frac{\underline{w}}{\rho_f} = -\frac{\underline{k}}{\underline{\mu}_f} \cdot \underline{\nabla} p_p \quad (3.22)$$

b) *Loi de Fourier (ou de conduction de chaleur)*

La loi qui régit la conduction de la chaleur doit satisfaire la positivité de la dissipation thermique, soit :

$$-\frac{\underline{q}}{T} \cdot \underline{\nabla} T \geq 0 \quad (3.23)$$

La loi de Fourier y répond parfaitement, elle se formule :

$$\underline{q} = -\underline{\lambda}_T \cdot \underline{\nabla} T \quad (3.24)$$

où :

$\underline{\lambda}_T$  : tenseur de conductivité thermique (dans le cas isotrope,  $\underline{\lambda}_T = \lambda_T \underline{1}$ , avec  $\lambda_T$  coefficient strictement positif).

### 3.1.6 Equations d'état du squelette solide et du milieu poreux

Le postulat de l'état local stipule que l'état d'un système élémentaire ne dépend que des variables d'état définies à l'équilibre : les vitesses d'évolution de ces variables n'interviennent pas pour définir l'état du système élémentaire étudié. Ainsi, la densité d'énergie libre du squelette solide  $\Psi_s$  dépendra localement uniquement des variables d'état. Sous ce postulat, on peut poser :

$$\Psi_s = \Psi_s(T, \underline{\varepsilon}, \Phi, \underline{\chi}) \quad (3.25)$$

Les variables d'état  $\underline{\varepsilon}$ ,  $T$ ,  $\Phi$  et  $\underline{\chi}$ , caractérisent l'état du squelette solide à l'équilibre et en évolution. On distingue : les variables externes  $\underline{\varepsilon}$ ,  $T$ ,  $\Phi$ , qui peuvent être contrôlées extérieurement, et les variables internes en nombre indéterminé, représentées par le vecteur  $\underline{\chi}$ , liées à la description de la dissipation volumique intrinsèque et au taux de production interne d'entropie.

La dissipation intrinsèque  $\varphi_1$  (3.18) peut alors s'écrire sous la forme :

$$\left( \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\partial \Psi_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} \right) \cdot \frac{d\underline{\underline{\varepsilon}}}{dt} + \left( p_p - \frac{\partial \Psi_s}{\partial \Phi} \right) \frac{d\Phi}{dt} - \left( S_s + \frac{\partial \Psi_s}{\partial T} \right) \frac{dT}{dt} - \frac{\partial \Psi_s}{\partial \underline{\underline{\chi}}} \cdot \frac{d\underline{\underline{\chi}}}{dt} \geq 0 \quad (3.26)$$

Considérons à présent des évolutions où les variables internes ne varient pas, l'hypothèse de paramétrage normal relativement aux variables d'état  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ ,  $T$  et  $\Phi$ , impose que l'inégalité (3.26) soit vérifiée pour toute évolution des variables externes indépendamment les unes des autres, ce qui conduit à :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \Psi_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} \quad ; \quad p_p = \frac{\partial \Psi_s}{\partial \Phi} \quad ; \quad S_s = -\frac{\partial \Psi_s}{\partial T} \quad (3.27)$$

Les variables thermodynamiques  $\underline{\underline{\sigma}}$ ,  $p_p$  et  $S_s$ , sont associées aux variables d'état observables  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ ,  $T$  et  $\Phi$ . Ces relations constituent les équations d'état du squelette solide. On supposera qu'elles sont également vraies pour des transformations irréversibles, pour lesquelles la positivité de la dissipation intrinsèque s'écrit alors simplement :

$$-\frac{\partial \Psi_s}{\partial \underline{\underline{\chi}}} \cdot \frac{d\underline{\underline{\chi}}}{dt} \geq 0 \quad (3.28)$$

Si l'on introduit le potentiel  $G_s = \Psi_s - p_p \Phi$ , on obtient une nouvelle formulation des équations d'état :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial G_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} \quad ; \quad \Phi = -\frac{\partial G_s}{\partial p_p} \quad ; \quad S_s = -\frac{\partial G_s}{\partial T} \quad (3.29)$$

Cette formulation est plus intéressante car, expérimentalement, il est plus aisé de contrôler l'évolution des pressions de fluide que celle de la porosité lagrangienne.

L'expression (3.15) de la dissipation intrinsèque conduit quand à elle à l'expression de l'énergie libre volumique et aux équations d'état du milieu poreux reliant les variables d'état externes  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ ,  $m_f$  et  $T$ , à leurs variables associées  $\underline{\underline{\sigma}}$ ,  $g_f$  et  $S$ , soit :

$$\Psi = \Psi(T, \underline{\underline{\varepsilon}}, m_f, \underline{\underline{\chi}}) \quad (3.30)$$

$$\text{et} \quad \underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \Psi}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} \quad ; \quad g_f = \frac{\partial \Psi}{\partial m_f} \quad ; \quad S = -\frac{\partial \Psi}{\partial T} \quad (3.31)$$

### 3.1.7 Loi de comportement poroélastique

Le comportement poroélastique se caractérise par une dissipation intrinsèque toujours nulle, i.e. le comportement est supposé réversible. Dans cette partie, seules les évolutions isothermes sont considérées. Le comportement poroélastique est alors défini par les seules équations d'état :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial G_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} ; \quad \Phi = -\frac{\partial G_s}{\partial p_p} \quad (3.29)$$

La loi de comportement du squelette solide est obtenue par différentiation du potentiel  $G_s$  (exprimé sous la forme d'un polynôme du second degré) en fonction des variables  $\underline{\underline{\varepsilon}}$ ,  $T$  et  $p_p$ .

$$d\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} : d\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{B}} dp_p \quad (3.32)$$

$$d\Phi = \underline{\underline{B}} : d\underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{dp_p}{N} \quad (3.33)$$

L'équation (3.32) peut s'écrire sous la forme :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{S}} : (d\underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{B}} dp_p) \quad (3.34)$$

avec :

$$\underline{\underline{C}} = \frac{\partial^2 G_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}} \partial \underline{\underline{\varepsilon}}} \quad (3.35)$$

$$\underline{\underline{B}} = -\frac{\partial^2 G_s}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}} \partial p_p} \quad (3.36)$$

$$\frac{1}{N} = -\frac{\partial^2 G_s}{\partial p_p^2} \quad (3.37)$$

où :

$\underline{\underline{B}}$  : tenseur de Biot,

$N$  : inverse de la compressibilité de pore,

$\underline{\underline{\sigma}}$  : tenseur de contrainte effective de Biot,

$\underline{\underline{C}}$  : tenseur de rigidité des modules d'élasticité isothermes drainé,

$\underline{\underline{S}}$  : tenseur de souplesse ou tenseur de complaisance drainé.

On note que dans un repère quelconque, le tenseur de rigidité ne dépend que de 21 paramètres indépendants. Les tenseurs  $C_{ijkl}$  et  $S_{ijkl}$  vérifient les relations suivantes :

$$C_{ijkl} = C_{jikl} = C_{ijlk} = C_{klij} \quad \text{et} \quad S_{ijkl} = S_{jikl} = S_{ijlk} = S_{klij} \quad (3.38)$$

La loi de comportement définie par les équations (3.32) et (3.33) est reliée aux caractéristiques du seul squelette solide. Pour prendre en compte le couplage entre les deux milieux continus qui forment le milieu poreux, on introduit dans l'équation (3.33) la teneur en masse fluide  $m_f$  par l'intermédiaire de l'expression (3.3) différenciée et de la loi de comportement du fluide (3.11), (3.12). On obtient alors l'équation (3.39).



$$\frac{dm_f}{\rho_f^0} = \underline{\underline{B}} : d\underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{dp_p}{M} \quad (3.39)$$

Par ailleurs, l'équation (3.32) s'exprime en fonction des paramètres drainés du milieu poreux. En combinant les différentes équations, on obtient l'expression non drainée de la loi de comportement, soit :

$$d\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}}^u : d\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{B}} M \frac{dm_f}{\rho_f^0} \quad (3.40)$$

où :

$M$  : module de Biot, relié aux propriétés du milieu poreux :

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{N} + \frac{\Phi^0}{K_f} \quad (3.41)$$

$\underline{\underline{C}}^u$  : tenseur de rigidité des modules d'élasticité isothermes non drainés.

$$\underline{\underline{C}}^u = \underline{\underline{C}} + M \underline{\underline{B}} \otimes \underline{\underline{B}} \quad (3.42)$$

## 3.2 Symétries particulières

### 3.2.1 Poroélasticité linéaire orthotrope

Un matériau orthotrope possède 3 plans de symétrie matérielle orthogonaux entre eux. Dans la pratique, on reconnaît un matériau orthotrope quand il est sollicité dans les 3 directions principales et que le matériau se déforme sans cisaillement.

$$\begin{pmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & & & \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} & & & \\ c_{13} & c_{23} & c_{33} & & & \\ & & & c_{44} & & \\ & & & & c_{55} & \\ & & & & & c_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{13} \\ d\gamma_{12} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} dp_p \quad (3.43)$$

ou

$$\begin{pmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{13} \\ d\gamma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\nu_{21} & -\nu_{31} \\ -\nu_{12} & \frac{1}{E_2} & -\nu_{32} \\ -\nu_{13} & -\nu_{23} & \frac{1}{E_3} \\ & & & \frac{1}{G_{23}} \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma_{11} + b_1 dp_p \\ d\sigma_{22} + b_2 dp_p \\ d\sigma_{33} + b_3 dp_p \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} \quad (3.44)$$

avec :

$E_i$  : module de Young drainé dans la direction  $i$ ,

$G_{ij}$  : module de cisaillement dans le plan contenant les directions  $i$  et  $j$ ,

$\nu_{ij}$  : coefficient de Poisson drainé pour la déformation dans la direction  $j$  sous l'effet d'une sollicitation dans la direction  $i$ .

En raison des propriétés de symétrie du tenseur de souplesse, le module de Young  $E_i$  et le coefficient de Poisson  $\nu_{ij}$  doivent vérifier la relation (3.45). On notera qu'il n'existe pas de symétrie directe des coefficients de Poisson.

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j} \quad (3.45)$$

On note que le tenseur des coefficients de Biot  $b_{ij}$  n'est pas uniquement fonction des paramètres drainés du milieu poreux, mais aussi des propriétés de la matrice solide. Le tenseur des coefficients de Biot est lié à la différence entre les propriétés drainées et les propriétés de la matrice solide [Cowin, 2004].

$$\text{On pose } \underline{\underline{B}}^* = \underline{\underline{S}} : \underline{\underline{B}} = \left( \underline{\underline{S}} - \underline{\underline{S}}^s \right) : \underline{\underline{1}} \quad (3.46)$$

Les composantes de  $b_{ij}^*$  sont les suivantes :

$$b_{ij}^* = \begin{pmatrix} b_1^* = \frac{1}{E_1} - \frac{\nu_{21}}{E_2} - \frac{\nu_{31}}{E_3} - \frac{1}{E_1^s} + \frac{\nu_{21}^s}{E_2^s} + \frac{\nu_{31}^s}{E_3^s} \\ b_2^* = \frac{1}{E_2} - \frac{\nu_{12}}{E_1} - \frac{\nu_{32}}{E_3} - \frac{1}{E_2^s} + \frac{\nu_{12}^s}{E_1^s} + \frac{\nu_{32}^s}{E_3^s} \\ b_3^* = \frac{1}{E_3} - \frac{\nu_{13}}{E_1} - \frac{\nu_{23}}{E_2} - \frac{1}{E_3^s} + \frac{\nu_{13}^s}{E_1^s} + \frac{\nu_{23}^s}{E_2^s} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.47)$$

### 3.2.2 Poroélasticité linéaire isotrope transverse (ou orthotrope de révolution)

Un matériau isotrope transverse (ou orthotrope de révolution) possède un axe de symétrie matérielle de révolution et admet pour plans de symétrie tout plan passant par cet axe et tout plan perpendiculaire à cet axe.

On utilise une base orthonormée de vecteurs directeurs  $e_1$ ,  $e_2$  et  $e_3$ , les deux premiers,  $e_1$  et  $e_2$  étant deux vecteurs quelconques orthogonaux situés dans le plan de symétrie orthogonal à l'axe, le

troisième,  $e_3$ , étant porté par l'axe. Dans la pratique, le matériau ne distingue pas les axes 1 et 2 : on a équivalence des deux axes de symétrie. D'où,

$$\begin{pmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & & & \\ c_{12} & c_{11} & c_{13} & & & \\ c_{13} & c_{13} & c_{33} & & & \\ & & & c_{44} & & \\ & & & & c_{44} & \\ & & & & & c_{66} = \frac{c_{11} - c_{12}}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} b_1 \\ b_1 \\ b_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} dp_p \quad (3.48)$$

Par analogie, on a coutume d'inverser les relations de comportement orthotrope de révolution sous la forme :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{13}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma_{11} + b_1 dp_p \\ d\sigma_{22} + b_1 dp_p \\ d\sigma_{33} + b_3 dp_p \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} \quad (3.49)$$

En utilisant les différentes symétries du tenseur de souplesse, on obtient:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{31}}{E_3} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{13}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma_{11} + b_1 dp_p \\ d\sigma_{22} + b_1 dp_p \\ d\sigma_{33} + b_3 dp_p \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} \quad (3.50)$$

Pour le comportement orthotrope de révolution, on peut écrire :

$$E_1 = \frac{(c_{33}c_{11} + c_{33}c_{12} - 2c_{13}c_{13})(c_{11} - c_{12})(c_{11} + c_{12})}{c_{11}c_{11}c_{33} + c_{11}c_{12}c_{33} - c_{11}c_{13}c_{13} - c_{12}c_{13}c_{13}} \quad (3.51)$$

$$E_3 = \frac{c_{33}c_{11} + c_{33}c_{12} - 2c_{13}c_{13}}{c_{11} + c_{12}} \quad (3.52)$$

$$\nu_{31} = \frac{c_{13}}{c_{11} + c_{12}} \quad (3.53)$$

$$\nu_{12} = \frac{c_{12}c_{12}c_{33} + c_{11}c_{12}c_{33} - c_{11}c_{13}c_{13} - c_{12}c_{13}c_{13}}{c_{11}c_{11}c_{33} + c_{11}c_{12}c_{33} - c_{11}c_{13}c_{13} - c_{12}c_{13}c_{13}} \quad (3.54)$$

$$G_{13} = c_{44} \quad (3.55)$$

$$G_{12} = c_{66} = \frac{c_{11} - c_{12}}{2} \quad (3.56)$$

et

$$c_{11} = \frac{\left(1 - \nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)E_1}{(1 + \nu_{12})\left(1 - \nu_{12} - 2\nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)} \quad (3.57)$$

$$c_{12} = \frac{\left(\nu_{12} + \nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)E_1}{(1 + \nu_{12})\left(1 - \nu_{12} - 2\nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)} \quad (3.58)$$

$$c_{13} = \frac{\nu_{31}E_1}{\left(1 - \nu_{12} - 2\nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)} \quad (3.59)$$

$$c_{33} = \frac{(1 - \nu_{12})E_3}{\left(1 - \nu_{12} - 2\nu_{31}\nu_{31}\frac{E_1}{E_3}\right)} \quad (3.60)$$

$$c_{66} = \frac{c_{11} - c_{12}}{2} = \frac{E_1}{2(1 + \nu_{12})} \quad (3.61)$$

$$c_{44} = G_{13} = \frac{E_3E_1}{E_1 + E_3(1 + 2\nu_{31})} \text{ d'après [Kachanov, 1992]} \quad (3.62)$$

Les composantes de  $b_{ij}^*$  sont les suivantes :

$$b_{ij}^* = \begin{pmatrix} b_1^* = \frac{1}{E_1} - \frac{\nu_{12}}{E_1} - \frac{\nu_{31}}{E_3} - \frac{1}{E_1^s} + \frac{\nu_{12}^s}{E_1^s} + \frac{\nu_{31}^s}{E_3^s} \\ b_1^* = \frac{1}{E_1} - \frac{\nu_{12}}{E_1} - \frac{\nu_{31}}{E_3} - \frac{1}{E_1^s} + \frac{\nu_{12}^s}{E_1^s} + \frac{\nu_{31}^s}{E_3^s} \\ b_3^* = \frac{1 - 2\nu_{31}}{E_3} - \frac{1 - 2\nu_{31}^s}{E_3^s} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.63)$$

avec :

$$b_{ij} = C_{ijkl} b_{ij}^* = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & & & \\ c_{12} & c_{11} & c_{13} & & & \\ c_{13} & c_{13} & c_{33} & & & \\ & & & c_{44} & & \\ & & & & c_{44} & \\ & & & & & c_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} b_1^* \\ b_1^* \\ b_3^* \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (c_{11} + c_{12})b_1^* + c_{13}b_3^* \\ (c_{11} + c_{12})b_1^* + c_{13}b_3^* \\ 2c_{13}b_1^* + c_{33}b_3^* \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

On note aussi la relation exprimant la compressibilité de pore en fonction des paramètres de la matrice solide [Giraud, 2008] d'après [Dormieux et Bourgeois, 2002] :

$$\frac{1}{N} = 2(b_1 - \Phi^0) \left( \frac{1 - \nu_{12}^s}{E_1^s} - \frac{\nu_{31}^s}{E_3^s} \right) + (b_3 - \Phi^0) \left( \frac{1 - 2\nu_{12}^s}{E_1^s} \right) \quad (3.64)$$

### 3.2.3 Poroélasticité linéaire isotrope

Si le milieu est isotrope, alors il n'y a aucun repère matériel privilégié, en ce qui concerne la loi de comportement du matériau.

$$\begin{pmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{13} & c_{13} & & & \\ c_{13} & c_{11} & c_{13} & & & \\ c_{13} & c_{13} & c_{11} & & & \\ & & & c_{44} & & \\ & & & & c_{44} & \\ & & & & & c_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} b \\ b \\ b \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} dp_p \quad (3.65)$$

avec:

$$c_{44} = \frac{c_{11} - c_{13}}{2} = G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.66)$$

$$c_{11} = K + \frac{4}{3}G = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E \quad (3.67)$$

$$c_{13} = K - \frac{2}{3}G = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E \quad (3.68)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.69)$$

où :

$K$  : module d'incompressibilité du squelette ou module d'incompressibilité drainé,

$G$ : module de cisaillement.

On peut écrire la relation (3.65) sous la forme:

$$d\underline{\underline{\sigma}} = \left( K - \frac{2G}{3} \right) d\varepsilon_v \underline{\underline{1}} + 2G d\underline{\underline{\varepsilon}} - b dp_p \underline{\underline{1}} \quad (3.70)$$

et

$$d\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1+\nu}{E} d\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} \text{tr} d\underline{\underline{\sigma}} \underline{\underline{1}} + \frac{b}{3K} dp_p \underline{\underline{1}} \quad (3.71)$$

Dans le cas isotrope, les expressions du coefficient de Biot et de la compressibilité de pore se réduisent à :

$$\underline{\underline{B}}^* = b^* \underline{\underline{1}} \quad \text{avec} \quad b^* = \frac{1-2\nu}{E} - \frac{1-2\nu^s}{E^s} = \frac{1}{3K} - \frac{1}{3K_s}$$

$$\underline{\underline{B}} = \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{B}}^* = b \underline{\underline{1}} \quad \text{avec} \quad b = (c_{11} + 2c_{13}) b^* = \frac{E}{1-2\nu} b^* = 3K b^*$$

soit :

$$b = 1 - \frac{K}{K_s}, \quad (3.72)$$

$$\frac{1}{N} = \frac{b - \Phi^0}{K_s}, \quad (3.73)$$

où :

$K_s$  : module d'incompressibilité de la matrice solide

### 3.3 Problème de diffusion

Tout problème d'évolution d'un milieu poroélastique est défini par un jeu d'inconnues et un système d'équations aux dérivées partielles spatio-temporelles portant sur ces inconnues. Dans l'hypothèse des petites perturbations, le nombre d'inconnues est égal à 20. En effet, l'objectif est de déterminer en chaque point du solide le vecteur de déplacement  $\underline{\underline{\xi}}$  (3), le tenseur des déformations  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  (6), le tenseur des contraintes  $\underline{\underline{\sigma}}$  (6), la pression de pore  $p_p$  (1), la teneur en masse fluide  $m_f$  (1) et le vecteur courant de masse fluide  $\underline{\underline{w}}$  (3). Pour déterminer ces inconnues, nous disposons de 20 équations.

Tableau 3.1 : structure d'un problème poroélastique linéaire

Nature	Formulation	Nombre d'inconnues	Nombre d'équations
Equation de comptabilité	$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2} (\underline{\underline{\nabla}} \underline{\underline{\xi}} + {}^t \underline{\underline{\nabla}} \underline{\underline{\xi}})$ (3.1)	3 ( $\underline{\underline{\xi}}$ )	6
Equation d'équilibre	$\underline{\underline{\nabla}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{0}}$ (3.7)	6 ( $\underline{\underline{\sigma}}$ )	3
Loi de comportement poroélastique	$d\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{B}} dp_p$ (3.32) $\frac{dm_f}{\rho_f^0} = \underline{\underline{B}} : d\underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{dp_p}{M}$ (3.39)	7 ( $\underline{\underline{\varepsilon}}, p_p$ )	7
Conservation de la masse fluide	$\frac{\partial m_f}{\partial t} + \underline{\underline{\nabla}} \cdot \underline{\underline{w}} = 0$ (3.5)	4 ( $m_f, \underline{\underline{w}}$ )	1
Loi de Darcy	$\frac{\mu_f}{\rho_f^0} \underline{\underline{w}} = -k \underline{\underline{\nabla}} p_p$ (3.22)	0	3
		20	20

On rappelle l'expression du tenseur des déformations :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2}(\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}} + {}^t\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}}) = \begin{pmatrix} \frac{\partial \xi_1}{\partial x_1} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_1}{\partial x_2} + \frac{\partial \xi_2}{\partial x_1}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_1}{\partial x_3} + \frac{\partial \xi_3}{\partial x_1}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_1}{\partial x_2} + \frac{\partial \xi_2}{\partial x_1}\right) & \frac{\partial \xi_2}{\partial x_2} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_2}{\partial x_3} + \frac{\partial \xi_3}{\partial x_2}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_1}{\partial x_3} + \frac{\partial \xi_3}{\partial x_1}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \xi_2}{\partial x_3} + \frac{\partial \xi_3}{\partial x_2}\right) & \frac{\partial \xi_3}{\partial x_3} \end{pmatrix} \quad (3.1)$$

Afin de simplifier les équations dans le cas isotrope transverse, on considère un problème représentatif d'un essai œdométrique effectué sur un échantillon admettant l'axe  $\underline{e}_3$  comme axe de symétrie. On suppose ainsi que le vecteur déplacement possède une unique composante non nulle et que l'écoulement est unidirectionnel suivant l'axe de l'échantillon dans le cas isotrope transverse.

Echantillon usiné perpendiculairement au litage ⊥	$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2}(\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}} + {}^t\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}}) = \frac{\partial \xi_3}{\partial x_3} \underline{e}_3 \otimes \underline{e}_3$ $\underline{w} = w_3 \underline{e}_3$
Echantillon usiné parallèlement au litage //	$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2}(\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}} + {}^t\underline{\underline{\nabla}}\underline{\underline{\xi}}) = \frac{\partial \xi_1}{\partial x_1} \underline{e}_1 \otimes \underline{e}_1$ $\underline{w} = w_1 \underline{e}_1$

Dans le cas isotrope, on écrit les équations dans le cadre général sans hypothèses particulières.

### 3.3.1 Equation de diffusion couplée

Sous l'hypothèse que le squelette solide et le fluide interstitiel sont chimiquement inertes, l'évolution du fluide au sein du matériau est régie par la loi de conservation de la masse fluide (3.5) et de la loi de Darcy (3.22) :

Isotrope	$\frac{w}{\rho_f^0} = -\frac{k}{\mu_f} \nabla p_p$	et	$\frac{\partial m_f}{\partial t} + \nabla \cdot \underline{w} = 0$
⊥	$\frac{\mu_f}{\rho_f^0} w_3 \underline{e}_3 = -k_3 \frac{\partial p_p}{\partial x_3} \underline{e}_3$	et	$\frac{\partial m_f}{\partial t} + \frac{\partial w_3}{\partial x_3} = 0$
//	$\frac{\mu_f}{\rho_f^0} w_1 \underline{e}_1 = -k_1 \frac{\partial p_p}{\partial x_1} \underline{e}_1$	et	$\frac{\partial m_f}{\partial t} + \frac{\partial w_1}{\partial x_1} = 0$

Si l'on injecte la loi de Darcy (3.22) dans la loi de conservation de la masse fluide (3.5), en l'absence de forces volumiques externes, on obtient l'équation de diffusion hydraulique :

$$\frac{\partial m_f}{\partial t} - \frac{\rho_f^0}{\mu_f} \nabla \cdot (\underline{k} \cdot \nabla p_p) = 0 \quad (3.74)$$

Soit,

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p \\
\perp \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{k_3}{\mu_f} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_3^2} \\
// \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{k_1}{\mu_f} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_1^2}
\end{aligned}$$

Le comportement poroélastique du squelette et le comportement du fluide étant supposés linéaires, l'injection de la loi de comportement (3.39) dans l'équation (3.74) conduit à :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \underline{\underline{B}} : \underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{p_p}{M} \right) = \frac{1}{\mu_f} \nabla \cdot \left( \underline{\underline{k}} \cdot \nabla p_p \right) \quad (3.75)$$

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & b \frac{\partial \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}}{\partial t} + \frac{1}{M} \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p \\
\perp \quad & b_3 \frac{\partial \varepsilon_{33}}{\partial t} + \frac{1}{M} \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k_3}{\mu_f} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_3^2} \\
// \quad & b_1 \frac{\partial \varepsilon_{11}}{\partial t} + \frac{1}{M} \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k_1}{\mu_f} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_1^2}
\end{aligned}$$

Cette relation constitue l'équation de diffusion de la pression de pore à travers le milieu poreux. Du fait du couplage hydromécanique faisant intervenir la déformation du milieu, la pression n'est pas gouvernée par une équation de diffusion pure.

### 3.3.2 Equation de diffusion non couplée

On souhaite obtenir un champ de déplacements dans le matériau. Pour cela, on dispose de l'équation d'équilibre (3.7) que l'on va formuler en déplacements en utilisant la loi de comportement (3.32) et les équations de compatibilité (3.1).

$$\underline{\underline{\nabla}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\nabla}} \cdot \left( \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \right) - \underline{\underline{\nabla}} \cdot \left( \underline{\underline{B}} p_p \right) = \underline{\underline{0}} \quad (3.76)$$

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \left( K + \frac{G}{3} \right) \underline{\underline{\nabla}} \left( \underline{\underline{\nabla}} \cdot \underline{\underline{\xi}} \right) + G \nabla^2 \underline{\underline{\xi}} - b \underline{\underline{\nabla}} p_p = \underline{\underline{0}} \\
\perp \quad & \left( c_{33} \frac{\partial^2 \xi_3}{\partial^2 x_3} - b_3 \frac{\partial p_p}{\partial x_3} \right) \underline{\underline{e}}_3 = \underline{\underline{0}} \\
// \quad & \left( c_{11} \frac{\partial^2 \xi_1}{\partial^2 x_1} - b_1 \frac{\partial p_p}{\partial x_1} \right) \underline{\underline{e}}_1 = \underline{\underline{0}}
\end{aligned}$$



Cette équation est appelée équation de Navier (ou de Lamé-Clapeyron). Les champs de déplacement vérifiant cette égalité satisfont l'équation d'équilibre associée à la relation de comportement et aux équations de compatibilité.

En appliquant l'opérateur divergence à l'équation précédente, on obtient une équation reliant la déformation volumique à la pression de pore appelée équation de dilatation.

$$\nabla \cdot (\underline{\nabla} \cdot \underline{\underline{\sigma}}) = \nabla^2 \left( \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \right) - \nabla^2 (\underline{\underline{B}} p_p) = 0 \quad (3.77)$$

$$\text{Isotrope} \quad \left( K + \frac{4G}{3} \right) \nabla^2 (\text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}) = b \nabla^2 p_p$$

$$\perp \quad c_{33} \frac{\partial^2 \varepsilon_{33}}{\partial^2 x_3} = b_3 \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_3}$$

$$// \quad c_{11} \frac{\partial^2 \varepsilon_{11}}{\partial^2 x_1} = b_1 \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_1}$$

Appliquons à présent l'opérateur laplacien à la loi de comportement (3.39). On obtient :

$$\nabla^2 \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \nabla^2 (\underline{\underline{B}} : \underline{\underline{\varepsilon}}) + \frac{1}{M} \nabla^2 p_p \quad (3.78)$$

$$\text{Isotrope} \quad \nabla^2 \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = b \nabla^2 (\text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}) + \frac{1}{M} \nabla^2 p_p$$

$$\perp \quad \frac{\partial^2}{\partial^2 x_3} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = b_3 \frac{\partial^2 \varepsilon_{33}}{\partial^2 x_3} + \frac{1}{M} \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_3}$$

$$// \quad \frac{\partial^2}{\partial^2 x_1} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = b_1 \frac{\partial^2 \varepsilon_{11}}{\partial^2 x_1} + \frac{1}{M} \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_1}$$

L'injection de l'équation de dilatation (3.77) dans (3.78), avec  $\underline{\underline{C}}^u = \underline{\underline{C}} + M \underline{\underline{B}} \otimes \underline{\underline{B}}$ , conduit aux équations suivantes :

$$\text{Isotrope} \quad \nabla^2 \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{K_u + \frac{4G}{3}}{M \left( K + \frac{4G}{3} \right)} \nabla^2 p_p$$

$$\perp \quad \frac{\partial^2}{\partial^2 x_3} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{c_{33}^u}{M c_{33}} \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_3} \quad (3.79)$$

$$// \quad \frac{\partial^2}{\partial^2 x_1} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = \frac{c_{11}^u}{M c_{11}} \frac{\partial^2 p_p}{\partial^2 x_1}$$

Enfin, l'équation (3.74) conduit à l'équation de diffusion découplée de la teneur en masse fluide.

$$\begin{array}{lll}
 \text{Isotrope} & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = c_f^{iso} \nabla^2 \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) & \text{avec } c_f^{iso} = \frac{kM}{\mu_f} \frac{K + \frac{4G}{3}}{K_u + \frac{4G}{3}} \\
 \perp & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = c_f^\perp \frac{\partial^2}{\partial^2 x_3} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) & \text{avec } c_f^\perp = \frac{k_3 M}{\mu_f} \frac{c_{33}}{c_{33}^u} \\
 // & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) = c_f^{//} \frac{\partial^2}{\partial^2 x_1} \left( \frac{m_f}{\rho_f^0} \right) & \text{avec } c_f^{//} = \frac{k_1 M}{\mu_f} \frac{c_{11}}{c_{11}^u}
 \end{array} \quad (3.80)$$

avec :

- $c_f^{iso}$  : coefficient de diffusion du fluide dans le cas isotrope,
- $c_f^\perp$  : coefficient de diffusion du fluide dans le cas perpendiculaire,
- $c_f^{//}$  : coefficient de diffusion du fluide dans le cas parallèle.

Il est intéressant de noter que, quelque soit le problème rencontré, l'équation de diffusion découplée (3.80) gouverne l'évolution de la teneur en masse fluide. En comparaison, l'équation (3.75) gouvernant l'évolution des pressions de pore reste généralement couplée avec l'évolution des déformations volumiques. Le temps caractéristique associé à cette équation de diffusion est alors donné par :

$$\tau = \frac{L^2}{c_f} \quad (3.81)$$

où  $L$  est la longueur caractéristique du problème. Ainsi lorsque  $t \ll \tau$  le processus de diffusion n'a pas encore commencé. La teneur en masse fluide n'a alors subi aucune variation : l'évolution est instantanée et assimilable à une évolution non drainée. Inversement, lorsque  $t \gg \tau$ , le processus de diffusion tend vers un état asymptotique proche de l'état drainé.

### 3.3.3 Equation de consolidation

Les équations de comportement (3.32) et (3.39) conduisent à l'expression :

$$d_{\underline{\underline{\sigma}}} = C^u : d_{\underline{\underline{\varepsilon}}} - BM \frac{dm_f}{\rho_f^0} \quad (3.82)$$

On applique l'opérateur trace à l'équation précédente ce qui nous conduit à l'expression :

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \frac{1}{3} \text{tr}(d\underline{\underline{\sigma}}) = K_u \text{tr}(d\underline{\underline{\varepsilon}}) - bM \frac{dm_f}{\rho_f^0} \\
\perp \quad & d\sigma_{11} + d\sigma_{22} + d\sigma_{33} = (c_{33}'' + 2c_{13}'') d\varepsilon_{33} - (b_3 + 2b_1) M \frac{dm_f}{\rho_f^0} \\
// \quad & d\sigma_{11} + d\sigma_{22} + d\sigma_{33} = (c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}'') d\varepsilon_{11} - (b_3 + 2b_1) M \frac{dm_f}{\rho_f^0}
\end{aligned} \tag{3.83}$$

En injectant l'équation (3.83) dans l'équation de comportement (3.39), nous obtenons une nouvelle équation où l'évolution de la teneur en masse fluide est fonction du champ de contraintes et de la pression de pore.

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \frac{K}{K_u} \frac{dm_f}{\rho_f^0} = \frac{b}{3K_u} \text{tr}(d\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{dp_p}{M} \\
\perp \quad & \frac{c_{33} + 2c_{13}}{c_{33}'' + 2c_{13}''} \frac{dm_f}{\rho_f^0} = \frac{b_3}{c_{33}'' + 2c_{13}''} (d\sigma_{11} + d\sigma_{22} + d\sigma_{33}) + \frac{dp_p}{M} \\
// \quad & \frac{c_{11} + c_{12} + c_{13}}{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''} \frac{dm_f}{\rho_f^0} = \frac{b_1}{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''} (d\sigma_{11} + d\sigma_{22} + d\sigma_{33}) + \frac{dp_p}{M}
\end{aligned} \tag{3.84}$$

Puis, l'équation (3.84) est injectée dans l'équation de diffusion (3.74) pour donner une nouvelle équation de diffusion couplée de la pression de pore.

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{1}{3} \text{tr}\underline{\underline{\sigma}} + \frac{K_u}{Mb} p_p \right) = \frac{k}{\mu_f} \frac{K}{b} \nabla^2 p_p \\
\perp \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{33}'' + 2c_{13}''}{Mb_3} p_p \right) = \frac{k_3}{\mu_f} \frac{c_{33} + 2c_{13}}{b_3} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_3^2} \\
// \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''}{Mb_1} p_p \right) = \frac{k_1}{\mu_f} \frac{c_{11} + c_{12} + c_{13}}{b_1} \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_1^2}
\end{aligned} \tag{3.85}$$

Alternativement, l'utilisation de la relation de comportement (3.84) dans l'équation de diffusion (3.80) conduit à l'équation de consolidation (3.86). La dénomination de cette équation est due au fait qu'elle régit le phénomène de consolidation des sols poroélastiques sous l'effet d'une surcharge.

$$\begin{aligned}
\text{Isotrope} \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{1}{3} \text{tr}\underline{\underline{\sigma}} + \frac{K_u}{Mb} p_p \right) = c_f \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \text{tr}\underline{\underline{\sigma}} + \frac{K_u}{Mb} p_p \right) \\
\perp \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{33}'' + 2c_{13}''}{Mb_3} p_p \right) \\
& = \frac{k_3 M}{\mu_f} \frac{c_{33}}{c_{33}''} \frac{\partial^2}{\partial x_3^2} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{33}'' + 2c_{13}''}{Mb_3} p_p \right) \\
// \quad & \frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''}{Mb_1} p_p \right) \\
& = \frac{k_1 M}{\mu_f} \frac{c_{11}}{c_{11}''} \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''}{Mb_1} p_p \right)
\end{aligned} \tag{3.86}$$

On souligne que l'équation de consolidation (3.86) est obtenue à partir des équations de compatibilité (3.1), de l'équation d'équilibre (3.7), de la loi de comportement poroélastique (3.32) et (3.39), de la conservation de la masse fluide (3.5) et de la loi de Darcy (3.22).

En comparaison, l'équation de diffusion (3.85) ne fait pas intervenir les équations de compatibilité (3.1) et l'équation d'équilibre (3.7). En combinant (3.85) et (3.86), on obtient une nouvelle équation (3.87) dite de compatibilité liant les évolutions spatiales des pressions de pore et du champ de contrainte.

$$\begin{aligned}
 \text{Isotrope} \quad & \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}} \right) + \frac{4G}{3 \left( K + \frac{4G}{3} \right)} b \nabla^2 p_p = 0 \\
 \perp \quad & \frac{\partial^2}{\partial^2 x_3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) - 2b_3 \left( \frac{c_{13} - c_{33}}{c_{33}} \right) \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_3^2} = 0 \\
 // \quad & \frac{\partial^2}{\partial^2 x_1} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) = \left( \frac{b_1 c_{12} + b_1 c_{13} - b_1 c_{11} - b_3 c_{11}}{c_{11}} \right) \frac{\partial^2 p_p}{\partial x_1^2}
 \end{aligned} \tag{3.87}$$

---

# **Chapitre 4 :** **Détermination des paramètres** **poroélastiques à partir d'essais** **œdométriques**

---

## 4 Détermination des paramètres poroélastiques à partir d'essais œdométriques

### 4.1 Description du dispositif expérimental

La figure 4.1 présente le schéma de principe des œdomètres utilisés à l'IFP. La cellule œdométrique est un moule cylindrique "indéformable" qui peut contenir un échantillon de faible épaisseur, placé entre deux frittés très poreux et comprimé à l'aide d'un piston. L'échantillon se trouve ainsi en état de déformation uniaxiale. Les frittés placés de part et d'autre de l'échantillon assurent une répartition uniforme des pressions de pore amont et aval. Ces pressions sont contrôlées indépendamment à l'aide de deux pompes à poids. Une pression différentielle peut ainsi être appliquée entre l'amont et l'aval de l'échantillon.

A intervalles réguliers définis par l'opérateur, on enregistre les grandeurs suivantes :

- contrainte axiale (capteur de force),
- contrainte radiale (le capteur de contrainte radiale est constitué d'un ensemble de 4 jauges d'extensométrie, 2 verticales et 2 horizontales, montées en pont complet et collées à 90° les unes des autres à l'extérieur du cylindre porte-échantillon),
- pressions de pore amont et aval (capteurs de pression),
- déplacement du piston (capteur LVDT), dont on déduit la déformation axiale de l'échantillon,
- température de la pièce climatisée où se trouvent les œdomètres ( $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ).

L'essai œdométrique proprement dit consiste à appliquer par palier un chargement axial croissant sur l'échantillon. Chaque palier est maintenu jusqu'à ce que la déformation axiale de l'échantillon soit stabilisée ce qui demande environ 2 jours et demi. L'essai peut être drainé (pressions de pore amont et aval contrôlées via les pompes à poids) ou non drainé (échantillon isolé hydrauliquement, circuits de pore fermés).

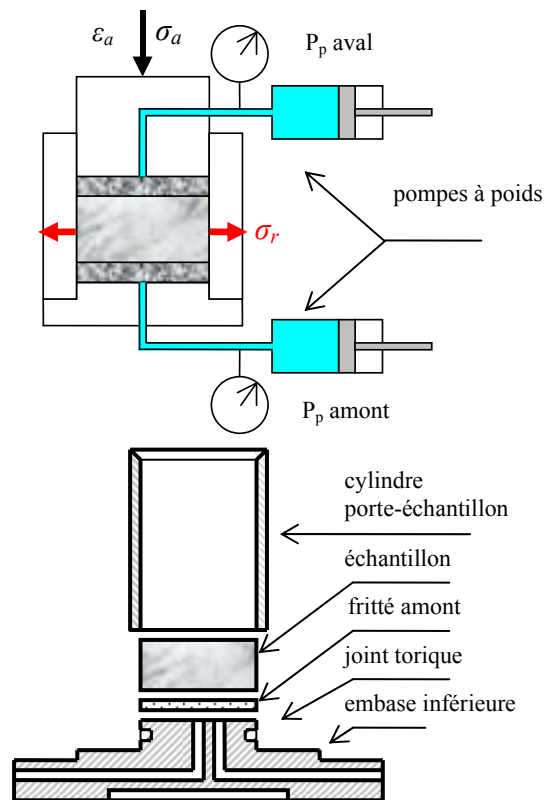


Figure 4.1 : Descriptif d'un œdomètre

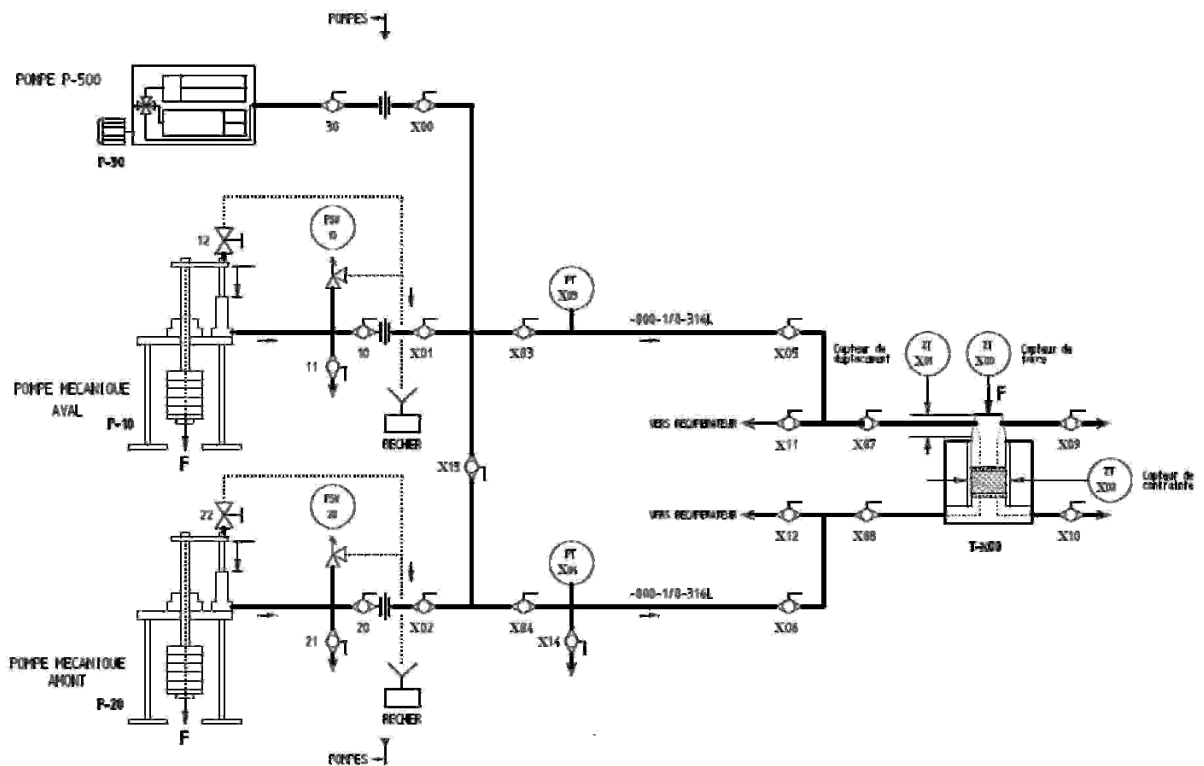


Figure 4.2 : PID d'un œdomètre

## 4.2 Détermination théorique des paramètres poroélastiques

Cette partie s'attache à présenter les méthodes théoriques de détermination des paramètres poroélastiques dans le cas d'un matériau représenté par une loi de comportement orthotrope de révolution et dans le cas d'un matériau représenté par une loi de comportement isotrope. On rappelle brièvement l'écriture des lois de comportement poroélastique isotrope transverse en condition drainée et non drainée présentée au chapitre précédent:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{11} = c_{11}\varepsilon_{11} + c_{12}\varepsilon_{22} + c_{13}\varepsilon_{33} - b_1\Delta p_p \\ \Delta\sigma_{22} = c_{12}\varepsilon_{11} + c_{11}\varepsilon_{22} + c_{13}\varepsilon_{33} - b_1\Delta p_p \\ \Delta\sigma_{33} = c_{13}\varepsilon_{11} + c_{13}\varepsilon_{22} + c_{33}\varepsilon_{33} - b_3\Delta p_p \\ \Delta\sigma_{23} = 2c_{44}\varepsilon_{23} \\ \Delta\sigma_{13} = 2c_{44}\varepsilon_{13} \\ \Delta\sigma_{12} = 2c_{66}\varepsilon_{12} \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\Delta\Phi = b_1(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + b_3\varepsilon_{33} + \frac{\Delta p_p}{N} \quad (4.2)$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{11} = c_{11}^u\varepsilon_{11} + c_{12}^u\varepsilon_{22} + c_{13}^u\varepsilon_{33} + Mb_1\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta\sigma_{22} = c_{12}^u\varepsilon_{11} + c_{22}^u\varepsilon_{22} + c_{13}^u\varepsilon_{33} + Mb_1\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta\sigma_{33} = c_{13}^u\varepsilon_{11} + c_{13}^u\varepsilon_{22} + c_{33}^u\varepsilon_{33} + Mb_3\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta\sigma_{23} = 2c_{44}\varepsilon_{23} \\ \Delta\sigma_{13} = 2c_{44}\varepsilon_{13} \\ \Delta\sigma_{12} = 2c_{66}\varepsilon_{12} \end{cases} \quad (4.3)$$

$$\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} = b_1(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + b_3\varepsilon_{33} + \frac{\Delta p_p}{M} \quad (4.4)$$

Sur la figure 4.3, on présente l'orientation des plans d'anisotropie d'un matériau orthotrope de révolution pour des échantillons carottés perpendiculairement et parallèlement au plan de litage.

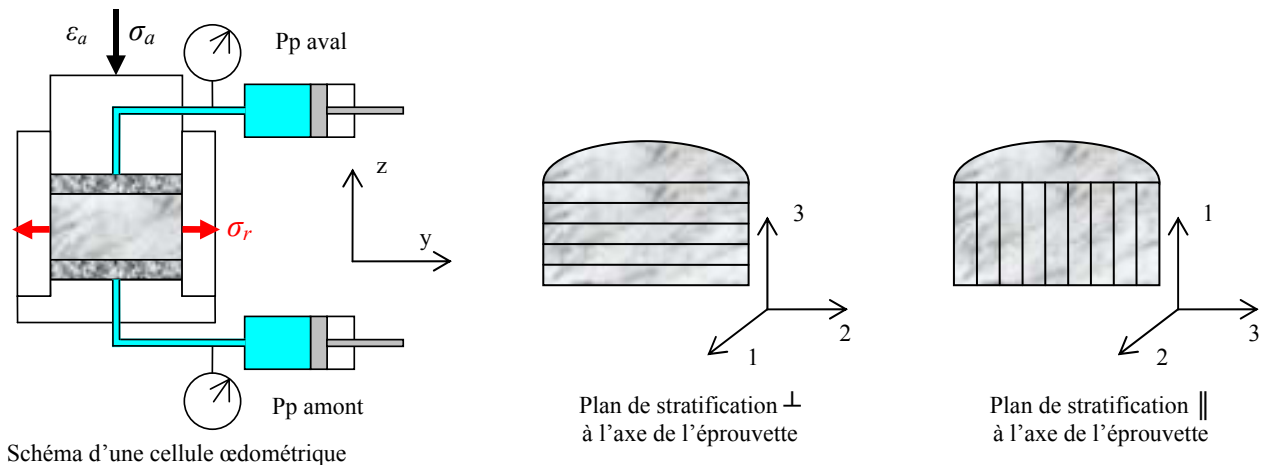


Figure 4.3 : Orientation des échantillons



On adopte les hypothèses suivantes :

- déplacement radial bloqué par les parois latérales,
- face amont en contact rigide avec l'embase de la cellule œdométrique à la hauteur  $z=0$ ,
- absence de frottements le long des parois latérales.

Les déformations de l'échantillon sont alors strictement verticales.

#### 4.2.1 Plan de stratification perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette

Le tenseur de déformation possède une unique composante non nulle :  $\varepsilon_{33} = \varepsilon_{kk} = \partial \xi_3 / \partial x_3$ . Les lois de comportement se réduisent alors à :

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{11} = c_{13} \varepsilon_{33} - b_1 \Delta p_p \\ \Delta \sigma_{22} = \Delta \sigma_{11} \\ \Delta \sigma_{33} = c_{33} \varepsilon_{33} - b_3 \Delta p_p \end{cases} \quad (4.5)$$

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{11} = c_{13}'' \varepsilon_{33} + M b_1 \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta \sigma_{22} = \Delta \sigma_{11} \\ \Delta \sigma_{33} = c_{33}'' \varepsilon_{33} + M b_3 \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \end{cases} \quad (4.6)$$

$$\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} = b_3 \varepsilon_{33} + \frac{\Delta p_p}{M} \quad (4.7)$$

a) *Chargement œdométrique drainé* ( $\Delta p_p = 0$ )

On considère un cycle mécanique drainé de décharge/recharge (diminution puis augmentation de la contrainte axiale à pression de pore constante). La loi de comportement poroélastique (équation 4.5) conduit alors aux équations suivantes :

$$\begin{cases} c_{13} = \frac{\Delta \sigma_{11}}{\varepsilon_{33}} \\ c_{33} = \frac{\Delta \sigma_{33}}{\varepsilon_{33}} \end{cases} \quad (4.8)$$

Dès lors que la contrainte radiale est mesurée ( $\sigma_{11} = \sigma_{22} = \sigma_r$ ), on déduit des équations précédentes  $c_{13}$  et  $c_{33}$ .

b) *Chargement œdométrique hydromécanique* ( $\Delta\sigma_{33} = 0$ )

On considère un cycle hydromécanique de charge/décharge (augmentation puis diminution de la pression de pore à chargement axial constant). A partir de la loi de comportement poroélastique (équation 4.5), on obtient :

$$\begin{cases} c_{13}\varepsilon_{33} = \Delta\sigma_{11} + b_1\Delta p_p \\ \frac{c_{33}}{b_3} = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_{33}} \end{cases} \quad (4.9)$$

Le premier cycle ayant permis de déterminer  $c_{33}$  au même niveau de chargement, on en déduit le coefficient de Biot  $b_3$ . De plus, nous pouvons théoriquement estimer le coefficient de Biot  $b_1$  en combinant les deux équations précédentes.

$$b_1 = \frac{c_{13}b_3}{c_{33}} - \frac{\Delta\sigma_{11}}{\Delta p_p} \quad (4.10)$$

c) *Chargement œdométrique non drainé* ( $\Delta m_f = 0$ )

On considère un cycle mécanique non drainé de décharge/recharge. La pression de pore  $p_p$  n'est alors plus un paramètre indépendant, contrôlé de l'extérieur, mais résulte de l'état de déformation du milieu. La loi de comportement poroélastique (équations 4.6 et 4.7) conduit aux équations suivantes :

$$\begin{cases} c_{13}^u = \frac{\Delta\sigma_{11}}{\varepsilon_{33}} \\ c_{33}^u = \frac{\Delta\sigma_{33}}{\varepsilon_{33}} \\ Mb_3 = -\frac{\Delta p_p}{\varepsilon_{33}} \end{cases} \quad (4.11)$$

On déduit de ce cycle une estimation des modules d'incompressibilité  $c_{13}^u$ ,  $c_{33}^u$  et du module de Biot  $M$ , le coefficient de Biot  $b_3$  ayant été déterminé au même niveau de chargement. De plus, les résultats obtenus permettent de vérifier la relation  $c_{33}^u = c_{33} + Mb_3^2$ , à partir de la relation plus générale  $C_{ijkl}^u = C_{ijkl} + Mb_j b_{kl}$ , et d'obtenir une nouvelle estimation du coefficient de Biot  $b_1$ .

$$b_1 = \frac{c_{13}^u - c_{13}}{Mb_3}$$

d) *Bilan des paramètres théoriquement accessibles*

Ces 3 cycles de chargement réalisés sur un échantillon carotté perpendiculairement à la stratification donnent accès aux paramètres :  $c_{13}$ ,  $c_{33}$ ,  $b_3$ ,  $c_{13}^u$ ,  $c_{33}^u$ ,  $M$  et indirectement  $b_1$ .

#### 4.2.2 Plan de stratification parallèle à l'axe de l'éprouvette

Le tenseur de déformation possède une unique composante non nulle :  $\varepsilon_{11} = \varepsilon_{kk} = \partial \xi_1 / \partial x_1$ . Les lois de comportement se réduisent à :

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{11} = c_{11} \varepsilon_{11} - b_1 \Delta p_p \\ \Delta \sigma_{22} = c_{12} \varepsilon_{11} - b_1 \Delta p_p \\ \Delta \sigma_{33} = c_{13} \varepsilon_{11} - b_3 \Delta p_p \end{cases} \quad (4.12)$$

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{11} = c_{11}^u \varepsilon_{11} + M b_1 \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta \sigma_{22} = c_{12}^u \varepsilon_{11} + M b_1 \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \\ \Delta \sigma_{33} = c_{13}^u \varepsilon_{11} + M b_3 \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \end{cases} \quad (4.13)$$

$$\frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} = b_1 \varepsilon_{11} + \frac{\Delta p_p}{M} \quad (4.14)$$

Durant les essais œdométriques, nous avons accès à la mesure de la contrainte axiale  $\sigma_a = \sigma_{11}$  et à la mesure de la contrainte radiale  $\sigma_r$ , avec

$$\sigma_r = \int_0^{2\pi} (\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_r) \cdot \underline{e}_r R d\theta \quad (4.15)$$

étant exprimé dans le repère  $(\underline{e}_z, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta)$  et  $R$  désignant le rayon de l'échantillon.

Dans le repère principal du matériau isotrope transverse  $(\underline{e}_1, \underline{e}_2, \underline{e}_3)$ , le tenseur des contraintes a pour expression :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{(\underline{e}_1, \underline{e}_2, \underline{e}_3)} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{pmatrix} \quad (4.16)$$

La matrice de passage  $\underline{P}$  permettant d'écrire  $\underline{\underline{\sigma}}$  dans le repère  $(\underline{e}_z, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta)$  est donnée par la relation:

$$\begin{pmatrix} \underline{e}_1 \\ \underline{e}_2 \\ \underline{e}_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \theta & -\sin \theta \\ 0 & \sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \underline{e}_z \\ \underline{e}_r \\ \underline{e}_\theta \end{pmatrix} \quad (4.17)$$

Dans le repère  $(\underline{e}_z, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta)$ , on a alors :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{(\underline{e}_z, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta)} = {}^t P \cdot \underline{\underline{\sigma}}_{(\underline{e}_1, \underline{e}_2, \underline{e}_3)} \cdot P$$

Soit,

$$\underline{\underline{\sigma}}_{(\underline{e}_z, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta)} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{22} \cos^2 \theta + \sigma_{33} \sin^2 \theta & (\sigma_{33} - \sigma_{22}) \cos \theta \sin \theta \\ 0 & (\sigma_{33} - \sigma_{22}) \cos \theta \sin \theta & \sigma_{22} \sin^2 \theta + \sigma_{33} \cos^2 \theta \end{pmatrix} \quad (4.18)$$

On peut à présent calculer l'expression de la contrainte radiale  $\sigma_r$  en fonction de  $\sigma_{22}$  et  $\sigma_{33}$  :

$$\sigma_r = \int_0^{2\pi} (\sigma_{22} \cos^2 \theta + \sigma_{33} \sin^2 \theta) R d\theta$$

D'où,

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{22} + \sigma_{33}}{2} \quad (4.19)$$

a) *Chargement œdométrique drainé* ( $\Delta p_p = 0$ )

Pour un cycle mécanique drainé de décharge/recharge (diminution puis augmentation de la contrainte axiale à pression de pore constante), la loi de comportement poroélastique (équation 4.12) conduit aux équations suivantes :

$$\begin{cases} c_{11} = \frac{\Delta \sigma_{11}}{\varepsilon_{11}} \\ c_{12} = \frac{\Delta \sigma_{22}}{\varepsilon_{11}} \\ c_{13} = \frac{\Delta \sigma_{33}}{\varepsilon_{11}} \end{cases} \quad (4.20)$$

$$\begin{cases} c_{11} = \frac{\Delta \sigma_{11}}{\varepsilon_{11}} \\ c_{12} + c_{13} = 2 \frac{\Delta \sigma_r}{\varepsilon_{11}} \end{cases} \quad (4.21)$$

On déduit des équations précédentes  $c_{11}$ . De plus, si la mesure de  $c_{13}$  est réalisée sur un échantillon carotté perpendiculairement dans la même carotte d'origine, on peut estimer le module d'incompressibilité drainé  $c_{12}$ .

b) *Chargement œdométrique hydromécanique* ( $\Delta \sigma_{11} = 0$ )

Pour un cycle hydromécanique de charge/décharge (augmentation puis diminution de la pression de pore à chargement axial constant), la loi de comportement poroélastique conduit aux équations suivantes:

$$\begin{cases} \frac{c_{11}}{b_1} = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_{11}} \\ c_{12}\varepsilon_{11} = \Delta\sigma_{22} + b_1\Delta p_p \\ c_{13}\varepsilon_{11} = \Delta\sigma_{33} + b_3\Delta p_p \end{cases} \quad (4.22)$$

Le premier cycle ayant permis de déterminer  $c_{11}$  au même niveau de chargement, on en déduit le coefficient de Biot  $b_1$ .

c) *Chargement œdométrique non drainé ( $\Delta m_f = 0$ )*

Lors d'un cycle mécanique non drainé de décharge/recharge, la pression de pore  $p_p$  n'est alors plus un paramètre indépendant, contrôlé de l'extérieur, mais résulte de l'état de déformation du milieu. La loi de comportement poroélastique conduit aux équations suivantes :

$$\begin{cases} c_{11}^u = \frac{\Delta\sigma_{11}}{\varepsilon_{11}} \\ c_{12}^u + c_{13}^u = 2 \frac{\Delta\sigma_r}{\varepsilon_{11}} \\ b_1 M = - \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_{11}} \end{cases} \quad (4.23)$$

On déduit de ce cycle une estimation du module d'incompressibilité  $c_{11}^u$  et du module de Biot  $M$ , le coefficient de Biot  $b_1$  ayant été déterminé au même niveau de chargement.

d) *Bilan des paramètres théoriquement accessibles*

Ces 3 cycles de chargement œdométrique réalisés sur un échantillon carotté parallèlement à la stratification donnent accès aux paramètres :  $c_{11}$ ,  $b_1$ ,  $c_{11}^u$ ,  $M$ . De plus, on peut utiliser les résultats obtenus pour vérifier la relation :

$$c_{11}^u = c_{11} + Mb_1^2.$$

En conclusion, à partir de deux essais œdométriques réalisés sur des échantillons provenant de la même carotte d'origine : le premier carotté perpendiculairement à l'axe de stratification et le second carotté parallèlement à l'axe de stratification, on peut théoriquement estimer de façon directe les

paramètres  $c_{13}$ ,  $c_{33}$ ,  $b_3$ ,  $c_{11}$  et  $b_1$  et de façon indirecte (en combinant les résultats)  $c_{12}$  et  $M$ . Le paramètre  $c_{66}$  est accessible à partir des paramètres  $c_{12}$  et  $c_{11}$  via la relation :

$$c_{66} = \frac{c_{11} - c_{12}}{2} \quad (4.24)$$

Cependant, le paramètre  $c_{44}$  n'est pas accessible à la mesure à partir de ce type d'essai.

#### 4.2.3 Identification des paramètres poroélastiques dans le cas isotrope

Les caractéristiques poroélastiques isotropes  $K$ ,  $K_u$ ,  $G$ ,  $b$  et  $M$ , de l'échantillon peuvent théoriquement être déterminées en réalisant trois cycles élastiques successifs : deux cycles de chargement mécanique (drainé et non drainé) et un cycle de chargement hydromécanique.

a) *Chargement œdométrique drainé ( $\Delta p_p = 0$ )*

Le premier cycle est un cycle mécanique drainé de décharge/recharge (diminution puis augmentation de la contrainte axiale à pression de pore constante). La loi de comportement poroélastique conduit alors aux équations suivantes :

$$\left( K + \frac{4G}{3} \right) = \frac{\Delta \sigma_a}{\varepsilon_a} = P1 \quad (4.25)$$

$$\left( K - \frac{2G}{3} \right) = \frac{\Delta \sigma_r}{\varepsilon_a} \quad (4.26)$$

Dès lors que la contrainte radiale est mesurée, on déduit de (4.25) et (4.26) les mesures du module d'incompressibilité drainé  $K$  et du module de cisaillement  $G$ .  $P1 = (K + 4G/3)$  est appelé module œdométrique drainé. C'est le seul paramètre mécanique élastique accessible dans les œdomètres non équipés d'un système de mesure de la contrainte radiale.

b) *Chargement œdométrique hydromécanique ( $\Delta \sigma_a = 0$ )*

Le second cycle est un cycle hydromécanique de charge/décharge (augmentation puis diminution de la pression de pore à chargement axial constant). A partir de la loi de comportement poroélastique, on obtient :

$$\frac{1}{b} \left( K + \frac{4G}{3} \right) = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_a} = P2 \quad (4.27)$$

Le premier cycle élastique ayant permis d'estimer la valeur du module œdométrique au même niveau de chargement, on déduit du second cycle la mesure du coefficient de Biot :  $b = P1/P2$ .

---

c) *Chargement œdométrique non drainé* ( $\Delta m_f = 0$ )

Le troisième cycle est un cycle mécanique non drainé de décharge/recharge. La pression de pore  $p_p$  n'est alors plus un paramètre indépendant, contrôlé de l'extérieur, mais résulte de l'état de déformation du milieu. La loi de comportement poroélastique conduit aux équations suivantes :

$$\left( K_u + \frac{4G}{3} \right) = \frac{\Delta \sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (4.28)$$

$$\left( K_u - \frac{2G}{3} \right) = \frac{\Delta \sigma_r}{\varepsilon_a} \quad (4.29)$$

$$Mb = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_a} \quad (4.30)$$

On déduit de ce cycle une estimation du module d'incompressibilité non drainé, du module de cisaillement et du module de Biot, le coefficient de Biot ayant été déterminé au même niveau de chargement. On vérifie ainsi la cohérence des mesures de  $G$  obtenues lors d'un cycle drainé et d'un cycle non drainé. On peut également vérifier la validité de la relation  $K_u = K + Mb^2$ .

#### 4.2.4 Détermination des propriétés poroélastiques sous chargement triaxial

L'essai triaxial de révolution est réalisé sur des échantillons cylindriques (typiquement 80 mm de haut pour 40 mm de diamètre) auxquels on applique un chargement axial, une contrainte radiale uniforme (via un fluide de confinement sous pression) et une pression interstitielle dans le réseau poreux interconnecté. Le champ de contrainte imposé est ainsi axisymétrique et défini par la contrainte axiale  $\sigma_a$ , la pression de confinement  $p_c$  et la pression de pore  $p_p$  (cf. figure 4.4). A ce chargement correspond un état de déformations défini par la déformation axiale  $\varepsilon_a$  et la déformation radiale  $\varepsilon_r$ . Ce type d'essai permet des chemins de chargement plus variés que l'essai œdométrique qui impose par définition une déformation uniaxiale.

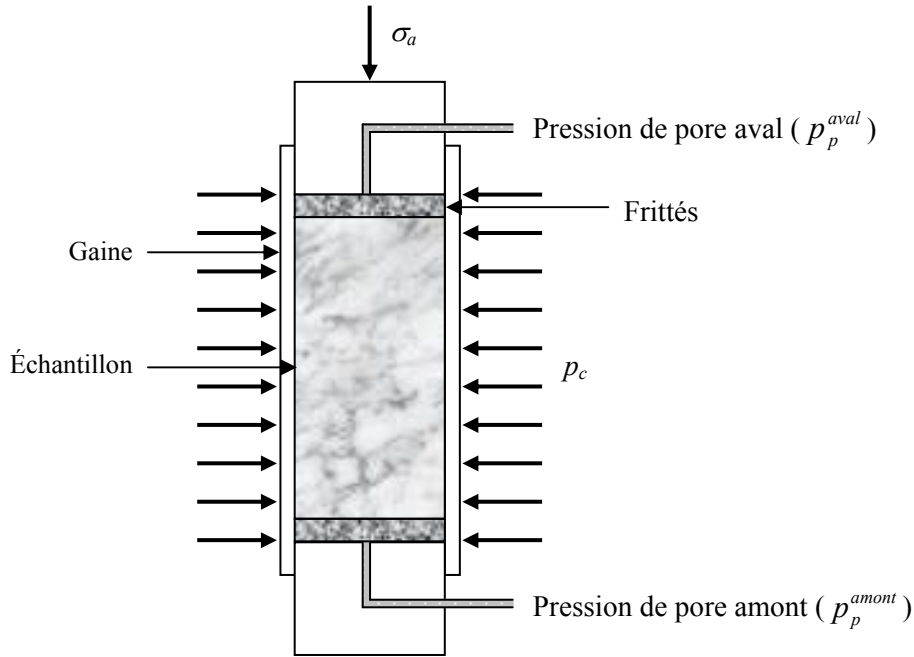


Figure 4.4 : Schéma de l'essai triaxial

Dans le cas d'un matériau isotrope, les paramètres poroélastiques sont classiquement déterminés à partir de différents cycles élastiques de décharge / recharge.

a) *Chargement tel que ( $\Delta\sigma_m = -\Delta p_p$ )*

Dans un essai où la variation de pression du fluide est égale à la variation de contrainte moyenne appliquée à l'échantillon :  $\Delta\sigma_m = -\Delta p_p$ , avec  $\sigma_m = 1/3 \text{tr}\underline{\underline{\sigma}}$ , seule la matrice solide est sollicitée ce qui permet de déterminer le module d'incompressibilité de la matrice  $K_s$ . Sous un chargement hydrostatique tel que  $\sigma_m = \sigma_a = \sigma_r$ , l'équation de comportement se réduit à :

$$\Delta\sigma_m = K \varepsilon_v - b \Delta p_p \quad (4.31)$$

En introduisant dans l'équation (4.31) la condition de chargement  $\Delta\sigma_m = -\Delta p_p$  et la relation reliant le coefficient de Biot au module d'incompressibilité de la matrice solide, on obtient :

$$K_s = \frac{\Delta\sigma_m}{\varepsilon_v} = -\frac{\Delta p_p}{\varepsilon_v} \quad (4.32)$$

b) *Chargement hydrostatique drainé ( $\Delta p_p = 0$ )*

L'essai de compression hydrostatique drainée permet en théorie de déterminer directement le module d'incompressibilité drainé  $K$  et le coefficient de Biot  $b$ . Il consiste à appliquer un chargement



hydrostatique tout en maintenant la pression de pore constante ( $\Delta p_p = 0$ ), les lois de comportement poroélastiques conduisent à :

$$K = \frac{\Delta \sigma_m}{\varepsilon_v} \quad (4.33)$$

$$b = \frac{1}{\varepsilon_v} \frac{\Delta m_f}{\rho_f^0} \quad \text{ou} \quad b = \frac{\Delta \Phi}{\varepsilon_v} \quad (4.34)$$

Dans la pratique, il est difficile de mesurer les variations de teneur en masse fluide  $m_f$  (du fait des très faibles volumes de fluide mis en jeu) ou de porosité lagrangienne  $\Phi$  durant l'essai. Pour mesurer le coefficient de Biot, on privilégie une méthode en deux étapes. Un premier cycle élastique drainé de décharge / recharge en pression de confinement à pression de pore constante, donne accès à  $K$ . Un second cycle élastique hydromécanique ( $\Delta \sigma_m = 0$ ) de charge / décharge en pression de pore donne accès à  $K/b$  via l'équation :

$$\frac{K}{b} = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_v} \quad (4.35)$$

Le rapport des pentes (4.33) et (4.35) permet d'obtenir la valeur du coefficient de Biot.

c) *Chargement hydrostatique non drainé* ( $\Delta m_f = 0$ )

L'essai de chargement hydrostatique non drainé consiste à bloquer tout échange de masse fluide avec le milieu extérieur. Dans ces conditions, on réalise un cycle élastique de décharge / recharge tel que  $\Delta m_f = 0$ . Un tel cycle permet de déterminer le module d'incompressibilité non drainé  $K_u$ , le coefficient de Skempton  $B_s$  et le produit  $Mb$ , soit :

$$K_u = \frac{\Delta \sigma_m}{\varepsilon_v} \quad (4.36)$$

$$B_s = \frac{\Delta p_p}{\Delta \sigma_m} \quad (4.37)$$

$$Mb = \frac{\Delta p_p}{\varepsilon_v} \quad (4.38)$$

Le module de Biot  $M$  est homogène à une pression. Le coefficient de Skempton  $B_s$  traduit le fait que, dans une expérience de compression hydrostatique non drainée, la variation de la pression du fluide représente une fraction de la variation de la contrainte moyenne. Il est relié aux caractéristiques du milieu par :

$$B_s = \frac{Mb}{K_u} \quad (4.39)$$

Ainsi, à partir de différents cycles de chargement hydrostatique, il est théoriquement possible de déterminer les paramètres isotropes du matériau excepté le module de cisaillement  $G$ . Pour accéder à ce paramètre, il est nécessaire d'avoir recours à des essais sous chargement déviatorique.

d) *Chargement déviatorique drainé et non drainé*

Les essais déviatoriques introduisent une contrainte déviatorique (différence entre la contrainte axiale et la pression de confinement). Ils sont généralement réalisés à pression de confinement constante. Dans le cas où cette pression est nulle, on parle d'essai de compression simple. Ces essais permettent de déterminer : les modules d'incompressibilité drainé et non drainé  $K$ ,  $K_u$ , et le module de cisaillement  $G$ . Le module de cisaillement ne dépend que du déviateur du tenseur des contraintes  $\underline{s}$  et du déviateur du tenseur des déformations  $\underline{e}$  définis par :

$$\underline{s} = \underline{\sigma} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\sigma} \underline{1} \quad \text{et} \quad \underline{e} = \underline{\varepsilon} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\varepsilon} \underline{1} \quad (4.40)$$

Les équations de la loi de comportement poroélastique se réduisent à :

$$\Delta \underline{s} = 2G \underline{e} \quad (4.41)$$

On peut ainsi déterminer le module de cisaillement qui reste inchangé en conditions drainée et non drainée, soit :

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r}{\varepsilon_a - \varepsilon_r} \quad (4.42)$$

Ainsi, sous chargement triaxial, il est théoriquement possible de déterminer l'ensemble des paramètres poroélastiques isotropes. Cependant, il est très difficile de mettre en pratique les différents cycles de chargement décrits ci-dessus pour des matériaux à très faible perméabilité tels que les roches argileuses. Le paramètre contrôlant les mécanismes de diffusion est le temps caractéristique associé à l'équation de diffusion donné par :

$$\tau = \frac{L^2}{c_f} \quad (3.81)$$

où  $L$  est la longueur caractéristique du problème qui est liée, pour un essai de laboratoire, à la longueur de l'échantillon et aux conditions aux limites hydrauliques. Un échantillon œdométrique de 40 mm de diamètre mesure généralement 20 mm de haut contre 80 mm pour un échantillon triaxial de même diamètre. L'élanement de l'échantillon triaxial doit être au moins de 2 pour limiter les effets de frottement entre les bases de l'élanement et les plateaux de charge. Ainsi, si les conditions hydrauliques dans les deux essais sont équivalentes (étanchéité latérale, drainage des faces amont et aval), les temps de diffusion pour un essai triaxial seront 16 fois supérieurs à ceux observés pour un essai

œdométrique. En raison de la durée des essais, il est préférable de caractériser le comportement poromécanique des roches argileuses en cellule œdométrique sachant que ce type d'essai ne permet pas d'atteindre la rupture de l'échantillon et donc d'identifier un critère de rupture.

Brièvement, dans le cas d'un matériau isotrope transverse, la formulation des lois de comportement est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{11} = \frac{1}{E_1}(d\sigma_{11} + b_1 dp_p) - \frac{\nu_{12}}{E_1}(d\sigma_{22} + b_1 dp_p) - \frac{\nu_{31}}{E_3}(d\sigma_{33} + b_3 dp_p) \\ \varepsilon_{22} = -\frac{\nu_{12}}{E_1}(d\sigma_{11} + b_1 dp_p) + \frac{1}{E_1}(d\sigma_{22} + b_1 dp_p) - \frac{\nu_{31}}{E_3}(d\sigma_{33} + b_3 dp_p) \\ \varepsilon_{33} = -\frac{\nu_{31}}{E_3}(d\sigma_{11} + b_1 dp_p) - \frac{\nu_{31}}{E_3}(d\sigma_{22} + b_1 dp_p) + \frac{1}{E_3}(d\sigma_{33} + b_3 dp_p) \\ \gamma_{23} = \frac{1}{G_{13}} d\sigma_{23} \\ \gamma_{13} = \frac{1}{G_{13}} d\sigma_{13} \\ \gamma_{12} = \frac{1}{G_{12}} d\sigma_{12} \end{array} \right. \quad (4.43)$$

Comme pour les essais œdométriques, la détermination des différents paramètres demande de réaliser des essais sur des échantillons carottés parallèlement et perpendiculairement à la stratification, le tout avec des temps d'essais bien plus élevés.

En conclusion, si l'on souhaite caractériser le comportement poroélastique d'un matériau isotrope transverse à très faible perméabilité, de la manière la plus complète possible et en réduisant au maximum les temps d'attentes entre chaque incrément de chargement nécessaires à l'obtention des équilibres hydromécaniques, l'essai œdométrique apparaît comme la solution la plus viable.

### 4.3 Données poroélastiques disponibles sur l'argilite de Meuse / Haute –Marne

Un des objectifs de cette thèse était de réaliser une série d'essais œdométriques comparatifs sur les argilites Meuse / Haute-Marne et de Tournemire. Afin de préparer au mieux cette campagne expérimentale, les données existantes provenant en particulier d'essais œdométriques, ont été répertoriées. Le comportement hydromécanique couplé de l'argilite de Tournemire n'a pas fait à ce jour l'objet d'études spécifiques. Ainsi, les données poroélastiques présentées ici concernent uniquement les études portant sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne réalisées par [Vincké et *al.*, 1998], [Escoffier, 2002] et [Bemer et *al.*, 2004].

### 4.3.1 Problématique de la resaturation

L'étude du comportement hydromécanique couplé d'un matériau poreux nécessite de travailler sur des échantillons parfaitement saturés. L'état de saturation des roches argileuses influence sensiblement leur comportement (cf. §1.2.2). En pratique, les carottes prélevées subissent une dessiccation plus ou moins importante entre leur prélèvement, leur conditionnement et leur stockage. Il est ainsi indispensable de procéder à une phase de resaturation avant toute mesure des propriétés pomécaniques. On rappelle que les roches argileuses présentent une forte sensibilité aux solutions aqueuses avec lesquelles elles sont mises en contact, ce qui rend leur saturation délicate à effectuer sans modifier de manière irréversible leur structure. Il existe différentes méthodes de saturation : utilisation de solutions salines imposant un niveau d'humidité relative, saturation sous cloche à vide et/ou par balayage en cellule.

La méthode des solutions salines consiste à placer l'échantillon dans une enceinte fermée contenant une solution saline sursaturée. Le choix du sel en solution (et de sa concentration), de la température et de la pression de l'air ambiant conditionnent la valeur de l'humidité relative HR obtenue à l'équilibre (l'humidité relative ou degré d'hygrométrie est égal au rapport de la pression de vapeur sur la pression de vapeur saturante). L'échantillon est simplement mis à l'équilibre dans cette enceinte jusqu'à stabilisation de sa masse. Cette méthode donne la possibilité (en changeant la solution saline) d'obtenir différents niveaux de saturation en fonction du degré hygrométrique imposé qui peut atteindre 98% (cf. tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Données sur les solutions salines [Pham, 2006]

sel	formule chimique	solubilité à 20°C (g/l)	degré hygrométrique à 20°C (HR%)
sulfate de cuivre hydraté	CuSO <sub>4</sub> ,5H <sub>2</sub> O	317	98
sulfate de zinc hydraté	Zn <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ,7H <sub>2</sub> O	540	90
chlorure de sodium	NaCl	360	75
carbonate de potassium hydraté	K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> ,2H <sub>2</sub> O	937	44
chlorure de calcium hydraté	CaCl <sub>2</sub> ,6H <sub>2</sub> O	5360	32,5

La méthode de saturation sous cloche à vide repose également sur des échanges en phase vapeur. L'échantillon est placé dans une cloche à vide dépressurisée contenant de l'eau désaérée. La teneur en eau de l'échantillon va croître jusqu'à ce que sa masse se stabilise sous l'effet de l'équilibrage des phases gazeuse et liquide.

Lors de la saturation par balayage, l'échantillon est directement placé dans la cellule d'essai. On applique une pression de fluide donnée en amont de l'échantillon et on attend que la pression aval atteigne cette même valeur (la face aval de l'échantillon étant en condition non drainée). Cette méthode de saturation impose de mettre l'échantillon directement en contact avec le fluide saturant. Afin de minimiser l'impact du fluide saturant sur l'échantillon, il est nécessaire que ce dernier soit le plus proche possible du fluide interstitiel présent in situ. On utilise généralement soit un fluide

---

synthétique, constitué après mesure des espèces chimiques présentes in situ dans le fluide interstitiel, soit de l'eau dite équilibrée, élaborée à partir de broyat provenant de la carotte d'origine de l'échantillon, la composition chimique de cette eau étant supposée proche de celle du fluide interstitiel.

La méthode de saturation par balayage est celle qui utilise le fluide de saturation le plus proche du fluide en place. De plus, le chargement mécanique appliqué aide à limiter les phénomènes de gonflement. A contrario, les méthodes de resaturation par phase vapeur n'offrent pas de possibilités de limiter le gonflement.

Afin d'éviter toute détérioration des propriétés mécaniques lors d'une phase de resaturation, de nombreux essais sont simplement réalisés à teneur en eau naturelle pour éviter toute mise en contact avec un fluide extérieur. Ce protocole requiert de porter une attention particulière aux méthodes d'extraction, de stockage, d'usinage (réalisé à l'air) et de réalisation des essais pour limiter au maximum les phénomènes de dessiccation. On rappelle qu'un défaut de saturation génère des artefacts qui conduisent à une évaluation erronée des paramètres poroélastiques et de la tenue mécanique. Ces essais sont ensuite utilisés dans le cadre d'une approche purement mécanique (i.e. le matériau argileux est vu comme un simple milieu continu monophasique).

#### 4.3.2 Protocoles expérimentaux mis en oeuvre

La première étape est la mise en place des échantillons dans les cellules œdométriques avant leur resaturation : Vincké et Bemer réalisent cette étape par simple ajustement. Escoffier introduit les échantillons sous presse dans le corps de la cellule œdométrique. Pour les deux essais triaxiaux réalisés par Escoffier, l'échantillon est placé dans la cellule, puis soumis à une contrainte hydrostatique de respectivement 4 et 3 MPa.

L'étape suivante consiste à resaturer les échantillons. Vincké et Escoffier optent pour une resaturation par balayage en utilisant une eau synthétique (cf. annexe A.2.1). Bemer effectue une resaturation en deux temps : une phase de saturation sous cloche, suivie d'un balayage à l'eau équilibrée.

Dans le cas œdométrique, Vincké, Escoffier et Bemer, appliquent des chemins de chargement sensiblement identiques pour déterminer directement le module œdométrique drainé ( $K + 4/3G$ ) et le coefficient de Biot  $b$  via deux cycles élastiques réalisés à différents niveaux de chargement : un cycle mécanique drainé suivi d'un cycle hydromécanique (cf. §4.2.3). Bemer rajoute des cycles mécaniques en condition non drainée pour accéder également aux paramètres non drainés.

La détermination des modules élastiques  $K_u$ ,  $K$  et  $G$ , sous chargement œdométrique nécessite de réaliser une mesure de la contrainte radiale en cours d'essai (cf. §4.2). Sans cette valeur, il est seulement possible d'obtenir le module œdométrique drainé ( $K + 4/3G$ ) ou non drainé ( $K_u + 4/3G$ ). Seules les cellules œdométriques utilisées par Bemer sont équipées d'un dispositif de mesure de la contrainte radiale. Les valeurs de  $K$  proposées par Vincké et Escoffier sont déduites de la relation ci-

---

dessous en utilisant la valeur moyenne du coefficient de Poisson drainé proposée par l'ANDRA [2005], soit  $\nu=0,3$ .

$$K = \left[ K + \frac{4G}{3} \right] \left[ \frac{1+\nu}{3(1-\nu)} \right] \quad (4.44)$$

Cette valeur est issue de campagnes d'essais triaxiaux réalisées sur des échantillons à teneur en eau naturelle sans mesure ni contrôle de la pression de pore et dont la durée n'excède pas 3 heures [Miehe, 2004]. La valeur retenue n'est donc a priori pas représentative d'un comportement drainé. A titre indicatif, Bemer obtient des valeurs moyennes des coefficients de Poisson drainé et non drainé respectivement égales à 0,21 et 0,26.

Pour les essais réalisés en cellule triaxiale sous chargement hydrostatique, Escoffier s'attache à déterminer les modules d'incompressibilité drainé et non drainé et le coefficient de Biot en réalisant 3 cycles de décharge/recharge mécanique en condition drainée à des niveaux de chargement de 8, 16 et 24 MPa. Les phases de déchargement en contrainte hydrostatique se décomposent en 3 pas de 2 MPa réalisés à une vitesse de 0,5 MPa/min et suivis d'un palier. Chaque palier de déchargement (et de chargement) est maintenu constant jusqu'à la stabilisation des déformations et de la teneur en masse fluide (mesure des volumes de fluide injectés). Les valeurs du module d'incompressibilité drainé et du coefficient de Biot sont obtenues à partir de la mesure de la déformation volumique, de la variation de la teneur en masse fluide et de la contrainte moyenne (cf. §4.2.4).

En utilisant cette méthode, Escoffier ne parvient pas à obtenir une mesure du coefficient de Biot satisfaisante (les valeurs obtenues sont supérieures à 1). Escoffier met en avant la difficulté de mesurer les variations de la teneur en masse fluide  $m_f$  en raison des très faibles volumes de fluide mis en jeu. Par la suite, on privilégiera la méthode en 2 étapes, présentée au §4.2.4, faisant intervenir les pentes des cycles mécanique drainé et hydromécanique.

La mesure du module d'incompressibilité non drainé est obtenue à partir des déformations instantanées induites par un déchargement rapide en contrainte hydrostatique. En raison de la très faible perméabilité des ces matériaux, les temps de déchargement apparaissent négligeables par rapport aux temps de diffusion. Cependant, Escoffier spécifie que chaque palier est maintenu jusqu'à stabilisation des déformations. Ainsi, entre deux phases de déchargement, la teneur en masse fluide du système évolue : sur un cycle complet, la condition  $\Delta m_f=0$  n'est pas respectée. Les valeurs de  $K_u$  proposées sont donc à considérer avec réserve.

Tableau 4.2 : Protocoles d'essais

	Vincké et al., 1998	Escoffier, 2002		Bemer et al., 2004
Type d'essai	œdomètre	œdomètre	hydrostatique	œdomètre
Dimension des éprouvettes D/L (mm)	40 / 20	38 / 20	38 / 38	40 / 20
Vitesse d'application du chargement	instantanée	instantanée	charge à 0,01MPa/min décharge à 0,5 MPa/min	instantanée
Amplitude cycle mécanique	6 à 10 MPa	6 MPa	6 MPa	5 à 6 MPa
Amplitude cycle hydromécanique	4 à 5 MPa	6 MPa	constant	4 à 5 MPa
Eau de saturation	synthétique (1)	synthétique (2)	synthétique (2)	équilibrée
Principe de saturation	balayage	balayage	balayage	cloche à vide et saturation complémentaire par balayage
Plage de contrainte explorée (MPa)	$2 < \sigma_a < 35$ $1 < p_p < 6,8$	$2 < \sigma_a < 24$ $1 < p_p < 7$	$4 < \sigma_m < 12$ $p_p = 1$	$2 < \sigma_a < 24,4$ $1,5 < p_p < 11,6$
Déformation maximale mesurée (mm)	0,016 à 0,20	0,014 à 0,016	non renseignée	0,012 à 0,023

(1), (2) voir annexe A.2.1

### 4.3.3 Données disponibles

*Attention : Dans cette partie, les conventions de signe de la mécanique des sols sont adoptées (compression positive).*

Les figures suivantes présentent l'ensemble des données poroélastiques déduites des essais réalisés par Vincké, Escoffier et Bemer (cf. Annexe A.2.2). La contrainte axiale effective appliquée, définie au sens du postulat de Terzaghi :  $\sigma'_a = \sigma_a - p_p$ , varie de 8 à 30 MPa. Les valeurs du module œdométrique (cf. figure 4.5) augmentent avec le niveau de contrainte axiale effective et celles du coefficient de Biot ( $b = 1 - K/K_s$ ) diminuent (cf. figure 4.6).

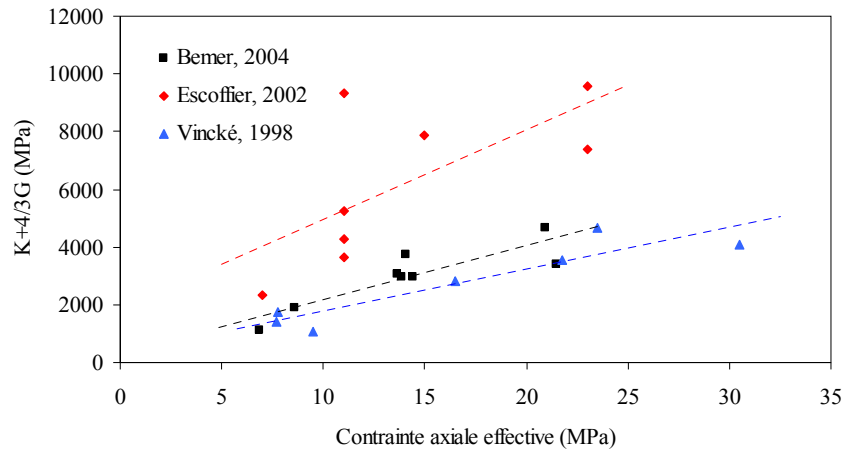


Figure 4.5 : Evolution du module œdométrique drainé en fonction de la contrainte axiale effective

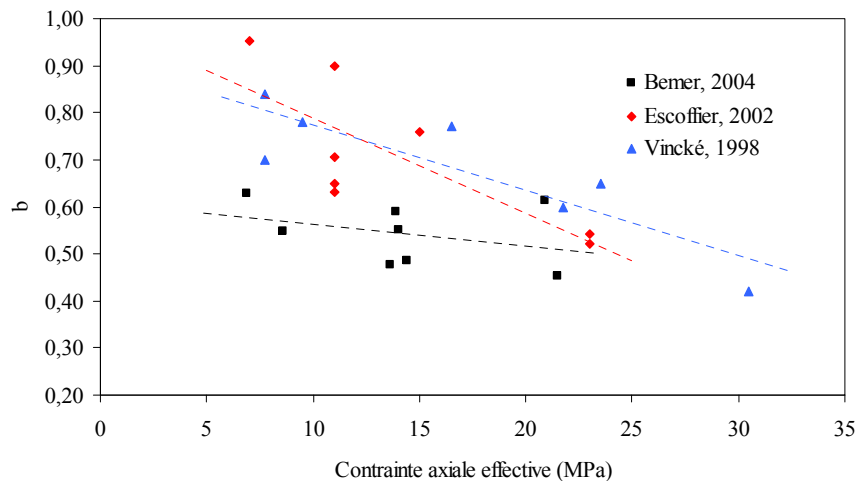


Figure 4.6 : Evolution du coefficient de Biot en fonction de la contrainte axiale effective

Ces tendances traduisent un durcissement du matériau sous l'effet d'une diminution irréversible de la porosité apparaissant au cours de la déformation plastique. Cependant, les variations de porosité, même surestimées en supposant que les variations de volume mesurées (environ 1%) proviennent directement de la variation de porosité, sont trop faibles pour expliquer les amplitudes de variation du coefficient de Biot observées sur ces échantillons d'argilites [Boutéca et al., 2000].

Boutéca et al. [2000] interprète l'évolution des mesures des paramètres poroélastiques avec la contrainte axiale effective appliquée par une évolution de la microstructure des argilites au cours d'un chargement œdométrique. Localement, l'augmentation de la contrainte axiale peut entraîner des phénomènes de poinçonnement et de déconnexion locale. Au cours du chargement plastique, une partie du réseau poreux connecté va ainsi se déconnecter et créer au sein de l'échantillon des zones non drainées à l'échelle de temps de l'expérience. La notion de « non drainé » est associée ici à des temps de diffusion dans les zones ayant subi des phénomènes de poinçonnement très élevés par



---

rapport au temps de diffusion au sein de l'éprouvette considérée dans son ensemble. Le module d'incompressibilité drainé apparent global  $\bar{K}$  peut alors s'écrire :

$$\bar{K} = \delta K_u + (1 - \delta)K = K + \delta Mb^2 \geq K \quad (4.45)$$

avec :

$\delta$  : fraction volumique non drainée ou déconnectée du réseau poreux,  $0 \leq \delta \leq 1$

Homand et *al.* [2006] vont plus loin en considérant que le module d'incompressibilité de la matrice solide évolue, de même que le module d'incompressibilité drainé global, avec la contrainte axiale. Dans cette approche, la partie du réseau poreux connecté qui se déconnecte sous l'effet du poinçonnement devient par définition occluse. Ainsi, dans certaines zones de l'éprouvette, le module d'incompressibilité de la matrice solide va diminuer du fait de l'augmentation du pourcentage de porosité occluse entrant dans sa composition.

Globalement, les valeurs expérimentales obtenues par Escoffier présentent les plus importantes plages de variation et de dispersion. Ces différences pourraient provenir de plusieurs sources : des écarts de composition minéralogique entre les sites d'échantillonnage, des dispositifs d'essai et des protocoles expérimentaux suivis, notamment de la durée des temps d'attente entre chaque palier de chargement. Au niveau des protocoles d'essai, les différences figurant explicitement dans les sources bibliographiques portent essentiellement sur la mise en place des échantillons et le choix du mode de resaturation.

Les valeurs des modules œdométriques obtenues par Vincké et Bemer sont moins dispersées que celles présentées par Escoffier. Or, ils ont tous travaillé sur des échantillons provenant de différents horizons géologiques (Vincké : horizons A/B et C des forages Est 104 et Est 105 ; Escoffier : horizons A/B et C des forages Est 104 et Est 205 ; Bemer : horizons A et C/D du forage Est 104). Il est donc difficile de relier les écarts observés à des différences de minéralogie.

Concernant les temps de stabilisation, les essais réalisés par Bemer comportent un temps d'attente d'au moins 2,5 jours entre chaque palier de chargement. Escoffier et Vincké attendent la stabilisation des déformations axiales entre chaque palier, la durée d'attente n'est pas mentionnée.

On souligne que les faibles variations du coefficient de Biot obtenues par Bemer sont plus cohérentes avec la diminution de la porosité associée à la déformation de l'échantillon. En d'autres termes, le protocole suivi permettrait un meilleur contrôle des conditions hydrauliques en cours d'essai limitant ainsi la création de zones non drainées.

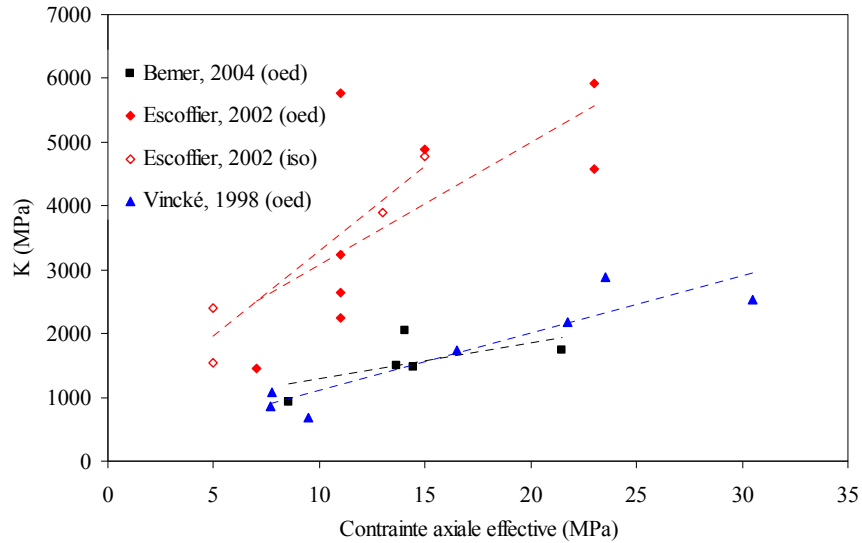


Figure 4.7 : Evolution du module d'incompressibilité drainé en fonction de la contrainte axiale effective

Le module d'incompressibilité drainé est mesuré directement par Bemer et Escoffier (pour l'essai en cellule triaxiale sous chargement hydrostatique) et déduit des mesures du module œdométrique par Escoffier (pour les essais œdométriques) et Vincké en supposant  $\nu = 0,3$ . La figure 4.7 montre que les valeurs du module d'incompressibilité drainé augmentent avec la contrainte axiale effective. Les valeurs obtenues par Escoffier se démarquent par leur niveau et leur amplitude de variation plus importante. Cependant, les résultats obtenus sous chargement œdométrique et hydrostatique suivent les mêmes tendances.

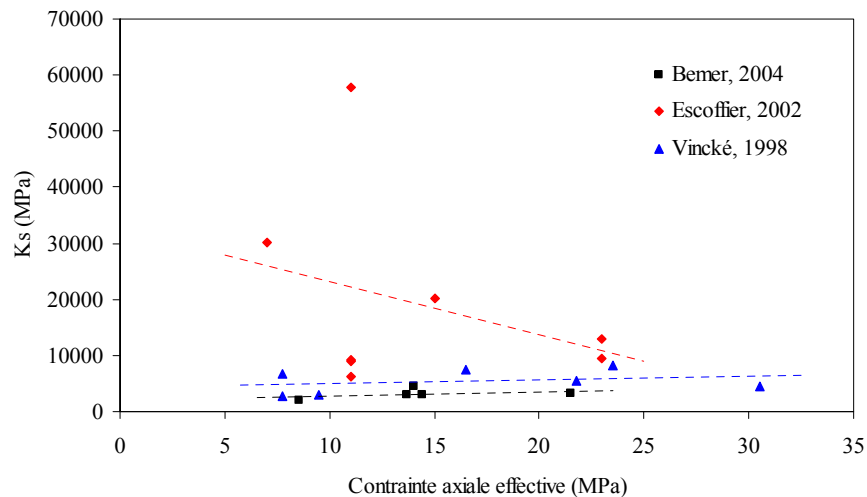


Figure 4.8 : Evolution du module d'incompressibilité la matrice solide en fonction de la contrainte axiale effective

Les valeurs du module d'incompressibilité de la matrice solide sont déduites de la relation entre le coefficient de Biot et les modules d'incompressibilité drainé et de la matrice solide. On rappelle que les valeurs du module d'incompressibilité drainé obtenues par Escoffier et Vincké sont calculées en

supposant  $\nu = 0,3$  (cf. figure 4.8). Les valeurs d'Escoffier se démarquent de nouveau par leur amplitude avec des modules d'incompressibilité de la matrice solide supérieures à 20000 MPa, ce qui semble très élevé pour des roches constituées d'une matrice argileuse a priori continue.

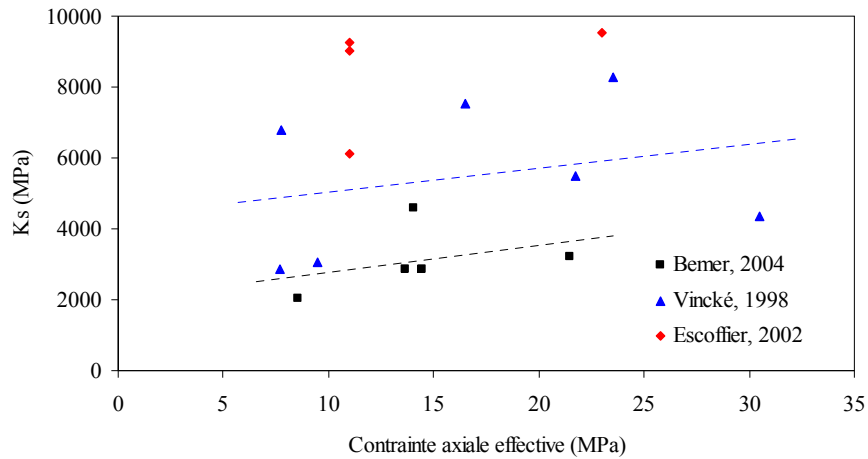


Figure 4.9 : Evolution du module d'incompressibilité la matrice solide pour les valeurs de  $K_s < 10000$  MPa (détail de la figure 4.8)

Si l'on exclut les valeurs de  $K_s > 10000$  MPa (cf. figure 4.9), ces essais ne permettent pas de mettre en évidence une diminution du module d'incompressibilité de la matrice solide avec l'augmentation de la contrainte axiale effective telle que l'envisage Homand *et al.* [2006].

## 4.4 Présentation des échantillons étudiés dans cette thèse

### 4.4.1 Provenance des échantillons

La caractérisation du comportement des roches argileuses nécessite de disposer d'échantillons sains, i.e. ayant subi le minimum de perturbations possible depuis leur extraction jusqu'à leur stockage. Les essais présentés dans cette étude ont été réalisés sur des carottes fournies par l'IRSN et l'ANDRA. Ces deux organismes appliquent des procédures permettant de minimiser l'altération des roches prélevées. Les carottes de l'ANDRA sont conditionnées en cellule T1 : elles sont placées dans des gaines en latex pour minimiser la perte de saturation, puis contraintes mécaniquement. Les carottes de l'IRSN sont emballées dans un double emballage en aluminium / plastique étanche, sous vide.

Tableau 4.3 : Origine des échantillons

Organisme	Site	Ouvrage	ID Cellule	Cote Début (m)	Cote Fin (m)	Orientation par rapport au litage	Date de carottage
ANDRA	Bure Meuse / Haute-Marne	FOR1118	1982 EST 26474	12,56	12,85		03/05/07
			1985 EST 26485	14,72	15,04		04/05/07
IRSN	Tournemire Aveyron	PH4	8660	86,6	86,8	⊥	10/11/06
			5760	57,6	57,8		07/11/06
			7960	79,6	79,8		09/11/06
		GEM90	950	9,5	9,7		13/09/07
			970	9,7	9,9		13/09/07
		M6	610	6,1	6,3	⊥	17/09/06

#### 4.4.2 Usinage et stockage des échantillons

Le protocole défini, qui va de l'ouverture des cellules jusqu'au lancement des essais, a pour objectif de limiter au maximum les perturbations extérieures. Après l'ouverture des cellules, l'usinage est réalisé à sec à l'aide d'un tour, ce qui permet d'éviter la mise en contact du matériau avec un fluide extérieur, mais entraîne une dessiccation partielle de la carotte. Les faces planes des carottes sont tout d'abord dressées. Puis, le diamètre est réduit au diamètre final des échantillons (40 mm). Au cours de cette étape, les poudres et morceaux de carottes sont récupérés et stockés pour permettre la réalisation d'eau équilibrée. Ensuite, on tronçonne la carotte réduite en différents échantillons « bruts », dont les faces planes sont dressées afin de garantir un parallélisme des surfaces nécessaire au bon déroulement ultérieur des essais. Enfin, les éprouvettes sont enveloppées dans une double couche de plastique et d'aluminium, et l'ensemble est recouvert par une couche de paraffine déposée par trempes successives. Les échantillons sont ensuite stockés dans une salle climatisée à 20°C (±1°C).

Lors de l'usinage des carottes de Meuse / Haute-Marne, on a pu observer de nombreuses hétérogénéités : bioturbation (traces d'organismes fouisseurs), fossiles calcaires, fractures cimentées (les plus pénalisantes étant les anciennes fractures cimentées qui ont éclaté au cours de l'usinage).

L'argilite de Tournemire présente une texture plus homogène, mais marquée par un fort contraste entre les différents bancs sédimentaires. En cours d'usinage, les plans de litage représentent la principale faiblesse de ce matériau.

Les essais œdométriques nécessitent des échantillons homogènes, non fracturés et représentatifs du milieu sain. Une observation sous scanner des échantillons dans leur conditionnement (double couche de film plastique et d'aluminium, recouverte de paraffine) permet de vérifier leur intégrité et de réaliser ainsi un tri sélectif.

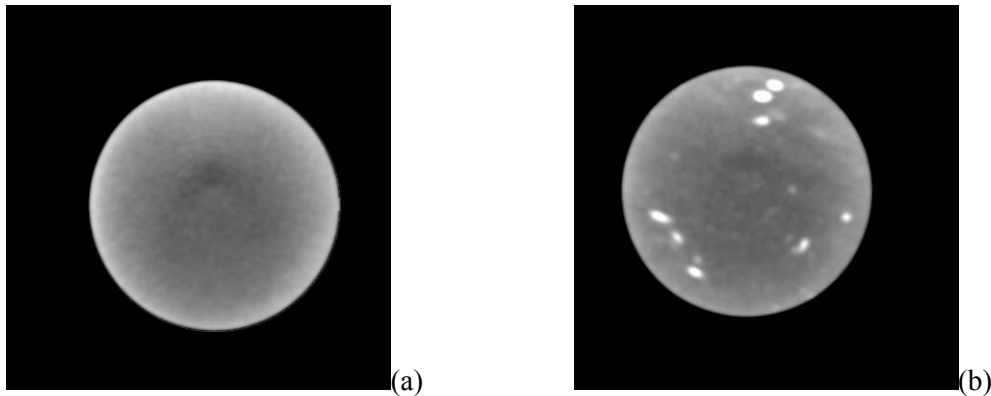


Figure 4.10 : Images scanner d'échantillons d'argilites de Tournemire (a) et de Meuse / Haute-Marne (b)

Les images obtenues au scanner confirment les observations réalisées lors de l'usinage : les échantillons d'argilite de Tournemire sont en général beaucoup plus homogènes que ceux d'argilite de Meuse / Haute-Marne et ces dernières contiennent un plus grand nombre d'inclusions mises en évidence par leur forte densité Hounsfield (échelle arbitraire d'interprétation de densité comprise entre 1000 et -1000, l'eau ayant la valeur 0).

## 4.5 Saturation des échantillons

Pour les essais œdométriques, les échantillons d'argilites sont resaturés en deux étapes: une première étape de resaturation en phase vapeur sous cloche à vide et une seconde étape par balayage en cellule.

### 4.5.1 Resaturation sous cloche à vide

L'échantillon est glissé dans le cylindre porte échantillon et monté sur l'embase équipée d'un fritté (cf. figure 4.1). Ce système permet de maintenir l'échantillon à une hauteur correspondant à sa position durant l'essai poromécanique. L'ensemble est ensuite placé dans une cloche dépressurisée contenant de l'eau distillée désaérée. L'échantillon est maintenu dans la cloche jusqu'à stabilisation de sa masse. En raison du gonflement, l'embase et le fritté peuvent être retirés après une période d'environ 20 jours.

La première phase de resaturation a été réalisée sur 6 échantillons : deux échantillons d'argilite de Meuse / Haute-Marne et 4 échantillons d'argilite de Tournemire. Le temps nécessaire à sa stabilisation du poids est d'environ 30 jours. Cependant, en raison de difficultés expérimentales annexes, les échantillons 1,2 et 3, provenant de la carotte IRSN 5760 ont dû être mis en attente durant une période excédant 80 jours.

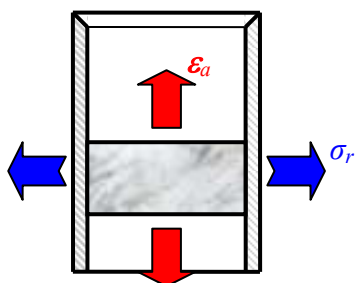


Figure 4.11 : Fracturation superficielle de l'échantillon ANDRA EST 26485

Dans le cas des échantillons d'argilite de Meuse / Haute-Marne, une fracturation superficielle est apparue de façon systématique durant cette phase de resaturation (cf. figure 4.11). Après dessiccation de l'échantillon (mise en attente hors de l'enceinte), la fracturation s'est avérée être traversante sur toute la hauteur de l'échantillon. En raison de ce phénomène, nous n'avons pas été en mesure de conduire à terme les essais entrepris sur ce matériau.

La procédure utilisée vise, de plus, à évaluer les phénomènes de gonflement apparaissant durant la phase de resaturation sous cloche à vide des échantillons. Ce phénomène se déclenche à la suite d'un changement de teneur en eau (cf. §1.2). Le gonflement se traduit soit par une augmentation du volume du matériau lorsque celui-ci n'est pas confiné (gonflement libre), soit par une augmentation de la contrainte, appelée pression de gonflement lorsque les déformations macroscopiques sont empêchées tout en permettant la circulation du fluide à travers l'échantillon. Dans le cas d'un essai œdométrique, seules les déformations radiales sont bloquées, le gonflement se traduit alors par l'apparition d'une déformation axiale et d'une contrainte radiale (cf. figure 4.12). Les mécanismes de gonflement conduisent à un meilleur ajustement entre l'échantillon et les parois de la cellule, et assurent ainsi l'étanchéité hydraulique le long de ces parois.

Tableau 4.4 : Contrainte radiale due au gonflement



Echantillons	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	Orientation au litage
IRSN 5760-1	2,2	⊥
IRSN 5760-2	1,8	⊥
ANDRA 1985-1	2,3	∥

Figure 4.12 : Phénomène de gonflement en condition œdométrique

L'augmentation de la contrainte radiale mesurée sur ces échantillons est d'environ 2 MPa. On ne constate pas de différences particulières entre les argilites de Meuse / Haute-Marne et de Tournemire.

---

Le faible nombre de mesures ne nous permet pas de statuer sur l'influence du litage sur le développement de la contrainte radiale de gonflement.

#### 4.5.2 Resaturation par balayage

La composition chimique du fluide de resaturation doit être la plus proche possible de celle du fluide interstitiel des roches argileuses testées. Les études décrites dans la littérature utilisent soit de l'eau équilibrée (obtenue après filtration d'un broyat d'échantillon et d'eau distillée), soit de l'eau de synthèse (obtenue après mesure des teneurs en solutés du fluide in situ).

A l'IFP, Vincké et al. [1998] et Bemer et al. [2004] ont utilisé respectivement de l'eau de synthèse et de l'eau équilibrée. Les protocoles expérimentaux présentant des différences et les propriétés mécaniques possédant une dispersion naturelle, on ne peut pas statuer sur la procédure la mieux adaptée.

La minéralogie des roches argileuses peut présenter une forte dispersion en fonction des profondeurs de prélèvement, le fluide interstitiel étant localement en équilibre avec le matériau. Si la teneur en solutés varie localement, l'eau de synthèse fabriquée à partir des données globales ne sera pas forcément en équilibre avec l'échantillon étudié. Il semble donc qu'en l'absence de données sur le fluide interstitiel spécifiques aux carottes étudiées, le fluide de resaturation le plus adapté soit de l'eau équilibrée fabriquée avec la poudre de la carotte d'origine de l'échantillon.

Charpentier [2001] montre que, pour les argilites de Tournemire, l'oxydation se traduit par des transformations minéralogiques : oxydation des pyrites et néoformation de phases secondaires, telles que gypse, célestine, jarosite et hydroxydes de fer. Parallèlement, ces mécanismes conduisent à une acidification de l'eau et une dissolution de la calcite. Pour les argilites de Meuse Haute/Marne, Gasc-Barbier [2002] a étudié la composition de deux eaux équilibrées fabriquées à partir de 150 g de broyat et 3 litres d'eau déminéralisée: l'une étant obtenue sous atmosphère ambiante et l'autre sous atmosphère inerte (azote). L'oxygène présent suffit à modifier la composition chimique de la solution.

Afin d'éviter tout contact prolongé avec l'atmosphère pouvant entraîner une oxydation des minéraux, le broyat est placé sous cloche dépressurisée dans de l'eau distillée préalablement désaérée. Les poudres sont mélangées par agitateur magnétique en parallèle de la phase de resaturation sous cloche à vide de l'échantillon (de 40 à 80 jours suivant les essais). La solution est ensuite filtrée à 5  $\mu\text{m}$  puis injectée dans le circuit hydraulique de l'œdomètre.

Durant la phase de resaturation par balayage, l'échantillon est soumis à une contrainte axiale d'environ 4,2 MPa générée par un poids de 50 kg appliqué sur le bras de levier. On applique ensuite une pression hydraulique d'environ 3 MPa à l'amont de l'échantillon générée par la pompe à poids chargée à 20 kg. L'aval de l'échantillon est maintenu en condition non drainée.

Si la réponse du capteur aval est concomitante à l'application de la pression amont, l'aval et l'amont de l'échantillon sont directement connectés. Une réponse instantanée révèle la présence d'une fracture ou d'une absence d'étanchéité latérale. L'échantillon est alors abandonné et l'échantillon est extrait de la cellule œdométrique pour être examiné.

On s'intéresse à présent aux phases de resaturation par balayage des échantillons IRSN PH4 5760 1 et 2 perpendiculaires au litage et de l'échantillon IRSN GEM90 950 3 parallèle au litage.

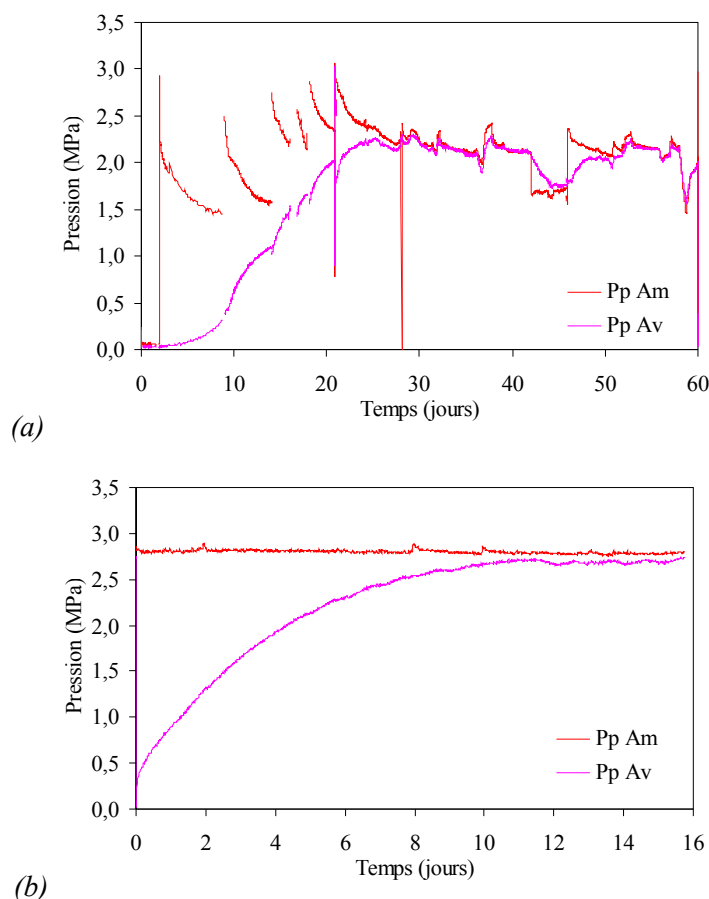


Figure 4.13 : Resaturation par balayage de l'échantillon IRSN PH4 5760-2

La figure 4.13 présente l'évolution des pressions amont et aval lors de la resaturation par balayage de l'échantillon 2 issu de la carotte IRSN PH4 5760 prélevée perpendiculairement au litage. Durant la première phase (figure 4.13.a), on constate que la pompe à poids est incapable de contrôler correctement la pression de pore amont. Ce problème est apparu sur les pompes à poids des œdomètres 1 et 2 (échantillons issus de la carotte IRSN PH4 5760). En raison de la nature des essais, il est indispensable d'utiliser un dispositif capable de maintenir une pression à une valeur donnée durant toute la durée d'un palier. Après une série de tests réalisés en isolant l'échantillon, il est apparu que le problème était lié à un mauvais dimensionnement des joints d'étanchéité des pistons des pompes à poids récemment remplacés.



La figure 4.13.b présente les courbes de pression après remplacement des joints. On observe le bon déroulement de la phase de balayage : la pression de pore aval augmente jusqu'à atteindre la valeur de la pression amont ; l'étanchéité latérale entre l'échantillon et le cylindre porte-échantillon est vérifiée.

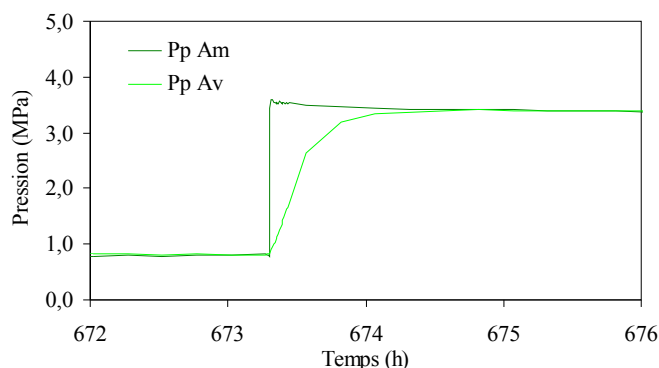


Figure 4.14 : Resaturation par balayage de l'échantillon IRSN PH4 950-3

Durant la phase de resaturation de l'échantillon IRSN GEM90 950 3 usiné parallèlement au litage, la réponse en pression du capteur aval est intervenue en moins de 2h lors de l'application du palier de pression à 3 MPa. La rapidité de cette réponse en pression met en évidence une forme de connectivité hydraulique entre l'amont et l'aval. Il ne s'agit pas d'une absence d'étanchéité latérale caractérisée par une réponse immédiate de la pression de pore aval. Deux origines potentielles peuvent alors être avancées :

- un état de fissuration le long des plans de litage (sans fissure traversante de l'échantillon),
- une perméabilité intrinsèque horizontale nettement supérieure à la perméabilité verticale.

## 4.6 Données poroélastiques obtenues sur l'argilite de Tournemire

### 4.6.1 Courbes œdométriques et chemin de chargement

Des essais œdométriques ont été réalisés sur 3 échantillons issus de deux carottes différentes : IRSN PH4 5760 et IRSN GEM90 950. Ces carottes ont été prélevées respectivement perpendiculairement et parallèlement au litage. Les essais œdométriques réalisés se décomposent en plusieurs phases de chargement plastique associées à 3 cycles élastiques de décharge/recharge permettant de déterminer les différents paramètres poromécaniques (cf. §4.2). Les courbes de chargement globales sont présentées sur la figure 4.15. Les différentes étapes de chargement sont les suivantes :

- phase de resaturation complémentaire par balayage à l'œdomètre,
- phase de chargement axial jusqu'à environ 10 MPa, l'amont et l'aval de l'échantillon sont en condition drainée,
- série de 3 cycles élastiques de décharge/recharge :

- cycle mécanique de décharge/recharge à pression de pore constante (décharge de 10 à 4,8 MPa du chargement axial par incréments de 1,7 MPa, puis recharge de 4,8 à 10 MPa, les circuits amont et aval étant en condition drainée),
- cycle hydromécanique de charge/décharge à chargement axial constant (charge de 1,5 à 5,3 MPa de la pompe de pression amont par incréments de 1,4 MPa, puis décharge de 5,3 à 1,5 MPa, par incréments d'environ 1,3 MPa, le circuit amont étant en condition drainée et le circuit aval en condition non drainée),
- cycle mécanique de décharge/recharge en condition non drainée (décharge de 10 à 4,8 MPa du chargement axial, puis recharge de 4,8 à 10 MPa, les circuits amont et aval étant en condition non drainée) ;
- phase de chargement axial à 17,1 MPa, suivie d'une série de 3 cycles élastiques de mêmes amplitudes qu'à l'étape de chargement à 10 MPa ;
- phase de chargement axial à 24,2 MPa, suivie d'une série de 3 cycles élastiques de mêmes amplitudes qu'à l'étape de chargement à 10 MPa.

Chaque incrément est maintenu jusqu'à stabilisation des déformations et de la contrainte radiale. Durant les cycles hydromécaniques, l'équilibre des pressions de pore amont et aval est la condition de stabilisation.

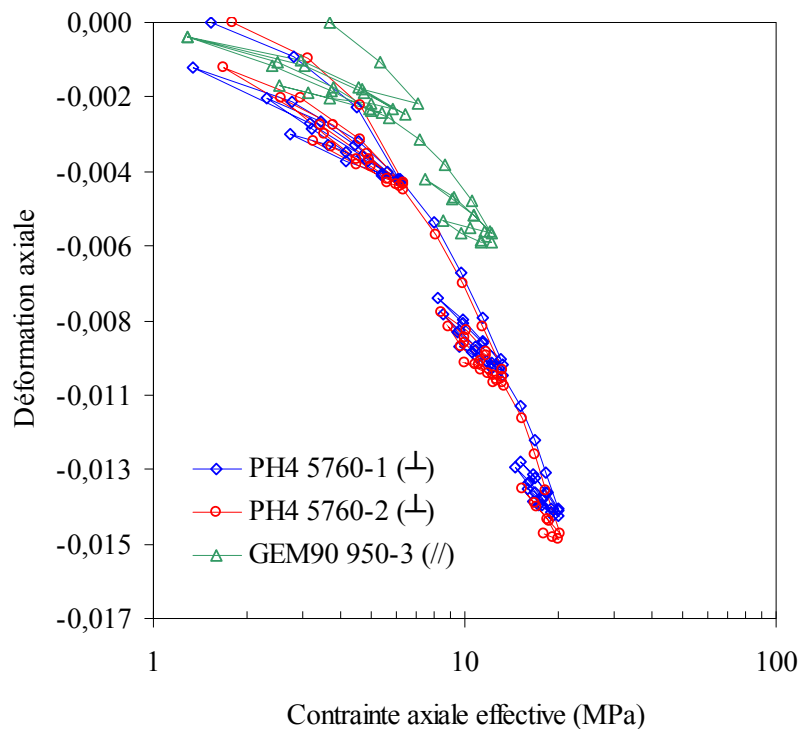


Figure 4.15 : Courbes œdométriques

Les échantillons usinés perpendiculairement au litage issus de la carotte IRSN PH4 présentent, comme attendu, un comportement similaire. L'échantillon IRSN GEM90 950 3, soumis à une contrainte initiale supérieure suite à la réponse rapide enregistrée sur le capteur de pression aval lors de la phase de resaturation complémentaire, présente un comportement un peu différent qui peut provenir de son

orientation parallèle par rapport au litage et/ou de la dispersion minéralogique naturelle de l'argilite de Tournemire. Des données complémentaires sont nécessaires pour distinguer ces phénomènes.

#### 4.6.2 Paramètres poroélastiques de l'argilite de Tournemire

Le tableau 4.5 présente les coefficients isotropes transverses mesurés. On rappelle que les paramètres  $c_{33}$ ,  $c_{33}''$ ,  $c_{11}$ ,  $c_{11}''$ ,  $b_3$ ,  $b_1$  et  $M$ , sont obtenus à partir des mesures de la contrainte axiale, de la déformation axiale et des pressions de pore amont et aval. Les paramètres  $c_{13}$ ,  $c_{13}''$ ,  $c_{12}$  et  $c_{12}''$  font intervenir les mesures de la contrainte radiale et de la déformation axiale (cf. §4.2).

La figure 4.16 présente les évolutions de la contrainte radiale et du déplacement en fonction du temps durant les cycles mécanique drainé, hydromécanique et mécanique non drainé, pour le palier de chargement à 16,5 MPa de l'échantillon IRSN PH4 5760 2. Durant le premier cycle, l'échantillon est soumis à un chargement axial en condition drainée à l'amont et à l'aval.

A chaque diminution instantanée du chargement axial en condition drainée, on observe une diminution concomitante de la contrainte radiale, suivie d'une ré-augmentation progressive jusqu'à atteindre une valeur stabilisée. De ce fait, la variation de la contrainte radiale mesurée pour un incrément de chargement axial (d'environ 1,7MPa) apparaît très faible (inférieure à 0,1 MPa pour certains paliers de chargement).

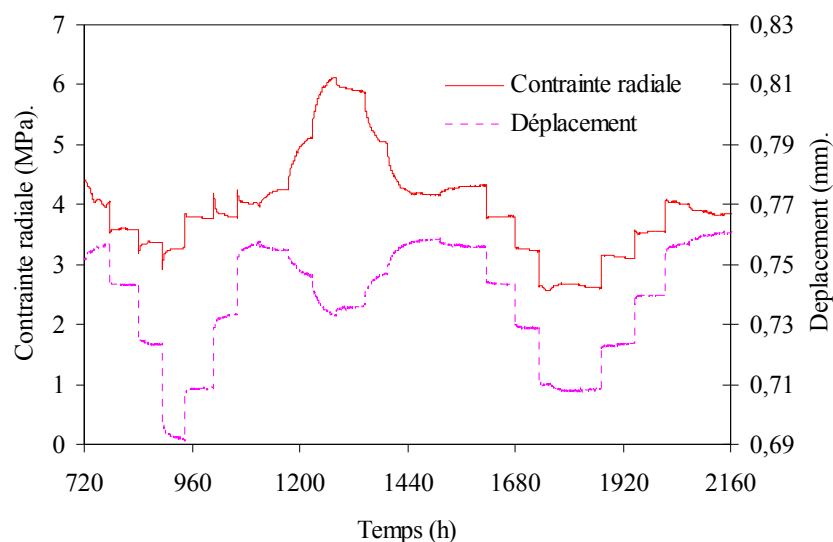


Figure 4.16 : Evolution de la contrainte radiale et du déplacement en fonction du temps (IRSN PH4 5760-2)

Afin d'expliciter ce phénomène de relaxation de la contrainte radiale en condition drainée, on s'intéresse de plus près à la variation de la contrainte radiale induite par un incrément de chargement axial. Tout d'abord, on note que les temps de relaxation observés sont du même ordre de grandeur que les temps de diffusion hydraulique. On peut ainsi supposer que le phénomène de relaxation observé est lié au couplage hydromécanique.

Suite à l'application du chargement, le comportement instantané de l'échantillon correspond à une réponse non drainée du système. Inversement à la fin du palier, l'évolution de la contrainte radiale tend vers la réponse asymptotique du système correspondant à des conditions drainées. Les variations de la contrainte radiale instantanée ( $\Delta\sigma_r^{ND}$ ) et asymptotique ( $\Delta\sigma_r^D$ ) peuvent ainsi s'exprimer en fonction de l'incrément de contrainte axiale et des paramètres drainés et non drainés du matériau. Pour un matériau isotrope on a :

$$\Delta\sigma_r^D = \frac{K - \frac{2G}{3}}{K + \frac{4G}{3}} \Delta\sigma_a \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_r^{ND} = \frac{K_u - \frac{2G}{3}}{K_u + \frac{4G}{3}} \Delta\sigma_a \quad (4.46)$$

Ces relations permettent d'exprimer la différence de variation de la contrainte radiale entre les états instantané et asymptotique suite à l'application d'un incrément de chargement  $\Delta\sigma_a$  en conditions drainées, soit :

$$\Delta\sigma_r^D - \Delta\sigma_r^{ND} = - \frac{2GMb^2}{\left(K + \frac{4G}{3}\right)\left(K_u + \frac{4G}{3}\right)} \Delta\sigma_a \quad (4.47)$$

La contrainte radiale dans un échantillon soumis à un chargement mécanique ( $\Delta\sigma_a < 0$ ) drainé va d'abord diminuer de  $\Delta\sigma_r^{ND}$ , puis augmenter de  $\Delta\sigma_r^D - \Delta\sigma_r^{ND}$  sous l'effet de l'évolution de la teneur en masse fluide de l'échantillon et inversement dans le cas d'une décharge mécanique ( $\Delta\sigma_a > 0$ ). La théorie des milieux poreux justifie donc l'existence d'un phénomène de relaxation de la contrainte radiale.

Cependant, les paramètres poroélastiques intervenant dans la relation (4.47) ayant été déterminés à partir de la variation de la contrainte radiale mesurée après stabilisation dont on questionne la cohérence, on ne peut pas utiliser la relation (4.49) pour estimer de façon indépendante l'amplitude de relaxation de la contrainte radiale attendue. Le phénomène observé pourrait faire intervenir des mécanismes plus complexes comme un comportement visqueux et / ou des artefacts de mesure. Les paramètres déterminés à partir de la mesure de la contrainte radiale sont donc à considérer avec précaution et des données complémentaires seraient nécessaires pour conclure. La très faible amplitude, voire l'absence, de relaxation de la contrainte radiale après un incrément de chargement axial en condition non drainée va néanmoins dans le sens d'une origine liée au couplage hydromécanique.

Tableau 4.5 : Paramètres isotropes transverses de l'argilite de Tournemire

Palier	IRSN PH4 5760-1			IRSN PH4 5760-2			IRSN GEM90 950-3	
	9,5	16,3	23,2	9,7	16,5	23,3	9,2	16,0
$c_{33}$ (MPa)	1585	2890	3769	1500	2905	3781		
$c_{33}''$ (MPa)	2404	3388	3817	2130	3299	3984		
$c_{13}$ (MPa)	148	421	507	178	534	829		
$c_{13}''$ (MPa)	775	809	668	655	929	1083		
$c_{11}$ (MPa)							2399	3489
$c_{11}''$ (MPa)							2482	
$c_{12}$ (MPa)							283	1072
$c_{12}''$ (MPa)							492	
$b_3$ (-)	0,61	0,51	0,43	0,63	0,50	0,51		
$b_1$ (-)	0,39	0,57	0,51	0,38	0,56	0,63	0,54	
$M$ (MPa)	1502	1707	1040	1240	1741	993	1250	

Les mesures obtenues sur les échantillons perpendiculaires au litage sont très cohérentes. Le rapport d'anisotropie des coefficients  $c_{33}$  et  $c_{11}$  est d'environ 1,6. En comparaison, les rapports d'anisotropie estimés à partir des coefficients « mécaniques » sont de 2,4 et 2,7 pour les essais triaxiaux réalisés respectivement par Niandou [1997] et Rejeb [1999]. Le rapport d'anisotropie mesuré durant nos essais est beaucoup plus faible. Le faible nombre de mesures disponibles n'est pas suffisant pour conclure quant à la représentativité des différents résultats. Des essais complémentaires sont nécessaires.

Les valeurs des coefficients du tenseur d'élasticité drainé de l'argilite de Tournemire  $c_{33}$  et  $c_{11}$  tendent à augmenter avec la contrainte axiale effective (calculée suivant l'expression de Terzaghi pour éviter de faire intervenir les mesures des coefficients de Biot) : ce résultat traduit un durcissement du matériau. La comparaison des modules œdométriques obtenus sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne et des coefficients  $c_{33}$  et  $c_{11}$  mesurés sur l'argilite de Tournemire (paramètres égaux dans le cas isotrope) montre que ces deux matériaux ont un comportement équivalent dans la direction perpendiculaire au plan de litage. Nous ne disposons pas de suffisamment de mesures dans la direction parallèle au plan de litage pour réaliser une interprétation fiable.

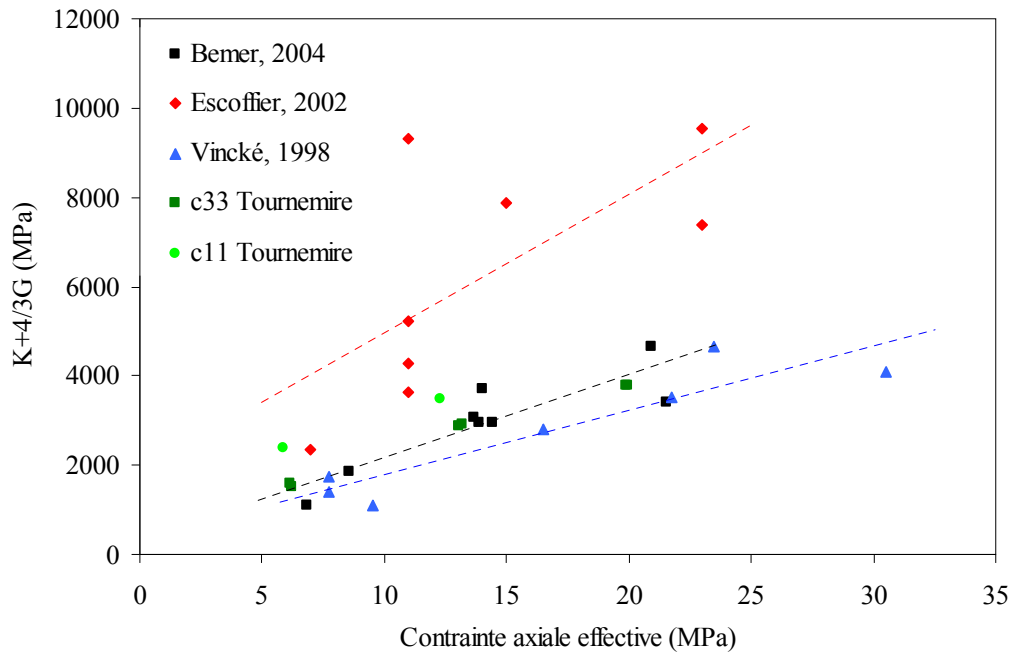


Figure 4.17 : Modules élastiques des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998)

La figure 4.18 présente l'évolution des composantes du tenseur de Biot mesurées et calculées de façon indirecte sur l'argilite de Tournemire en fonction de la contrainte effective. Le coefficient «  $b_1$  calculé » est obtenu à partir de la relation (4.10) via la mesure directe du coefficient  $b_3$ . A partir de ces différentes mesures, on constate que l'anisotropie du tenseur de Biot n'est pas significative : la moyenne des mesures est de 0,52 pour un écart-type de 0,08. Une campagne d'essais étendue serait nécessaire pour approfondir ces résultats et vérifier la cohérence des coefficients  $b_1$  déterminés de façon indirecte via la relation (4.10).

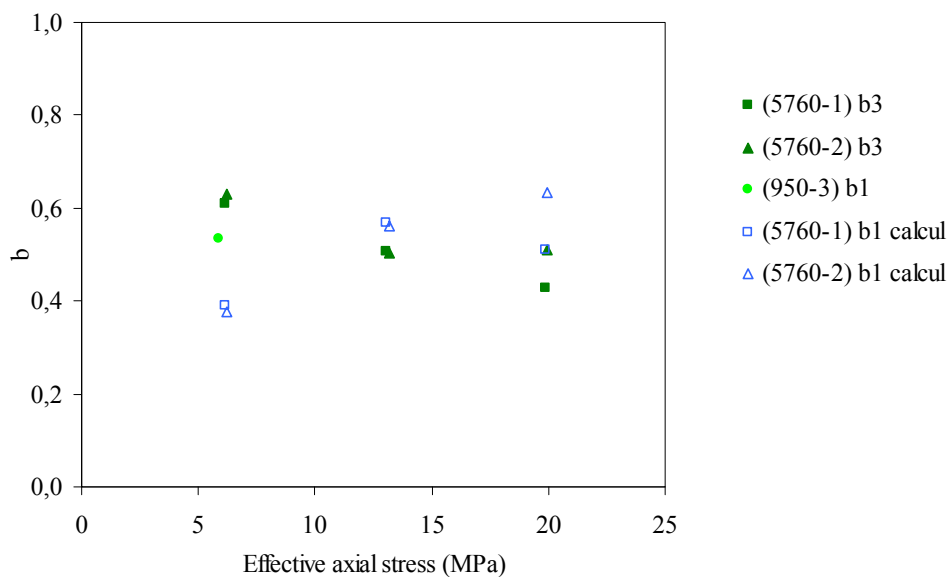


Figure 4.18 : Coefficients de Biot isotropes transverses de l'argilite de Tournemire

D'une manière plus globale (cf. figure 4.19), les valeurs obtenues sur l'argilite de Tournemire sont comparables à celles obtenues sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne. La faible variation des coefficients de Biot est cohérente avec la faible déformation de l'échantillon. Cette observation conforte l'hypothèse selon laquelle un meilleur contrôle des conditions hydrauliques en cours d'essai limiterait la création de zones non drainées susceptibles d'entraîner une augmentation fictive de la plage de variation du coefficient de Biot.

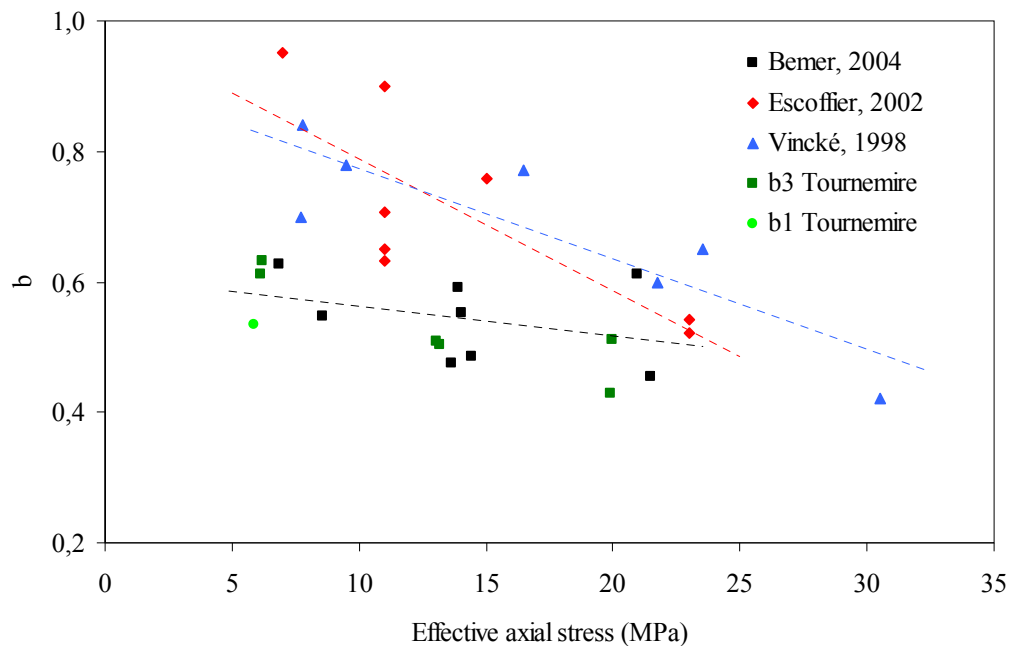


Figure 4.19 : Coefficients de Biot des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998)

Les valeurs présentées dans tableau 4.6 sont obtenues en réalisant une interprétation des essais sous l'hypothèse d'un matériau isotrope. On rappelle que dans le cas isotrope  $b_1 = b_3 = b$ ,  $c_{11} = c_{33} = K + 4G/3$  et  $c_{12} = c_{13} = K - 2G/3$ . L'intérêt de suivre une approche isotrope est de fournir un ordre de grandeur du module d'incompressibilité de la matrice solide de l'argilite de Tournemire et de vérifier la cohérence des mesures du module de Biot et du module d'incompressibilité non drainé. Ces deux paramètres font intervenir le comportement de la phase fluide par l'intermédiaire du module d'incompressibilité du fluide  $K_f$ , or il est très difficile sur les matériaux argileux de parvenir à un état de saturation de 100%. Généralement, il existe un défaut de saturation systématique entraînant une compressibilité apparente plus importante du fluide interstitiel source d'artefacts dans la détermination du module d'incompressibilité non drainé et du module de Biot.

Les paramètres calculés dans le tableau 4.6 sont obtenus à partir des relations  $K_s = K/(1-b)$  et  $1/M = (b - \Phi)/K_s + \Phi/K_f$ . Pour calculer ces paramètres, nous utilisons une porosité  $\Phi = 0,06$  mesurée sur la carotte IRSN 5760 et un module d'incompressibilité du fluide  $K_f = 2000 \text{ MPa}$  (valeur

représentative d'une saturation complète en eau). Les résultats obtenus montrent que le module d'incompressibilité non drainé et le module de cisaillement augmentent avec la contrainte axiale effective.

Tableau 4.6 : Paramètres isotropes de l'argilite de Tournemire

	IRSN PH4 5760-1			IRSN PH4 5760-2			IRSN GEM90 950-3	
Palier	9,5	16,3	23,2	9,7	16,5	23,30	9,2	16,0
Paramètres mesurés								
$b$ (-)	0,61	0,51	0,43	0,63	0,50	0,51	0,54	
$M$ (MPa)	1502	1707	1040	1240	1741	993	1250	
$K$ (MPa)	627	1244	1594	618	1324	1813	841	1467
$G_{\text{cycle drainé}}$ (MPa)	719	1235	1631	661	1185	1476	1169	1517
$K_u$ (MPa)	1318	1669	1718	1147	1719	2050	1155	
$G_{\text{cycle non drainé}}$ (MPa)	815	1290	1575	738	1185	1451	995	
Paramètres calculés								
$K_s$ (MPa)	1610	2530	2786	1678	2664	3714	1808	
$M$ (MPa)	2689	4826	6173	2699	5094	6594	3416	

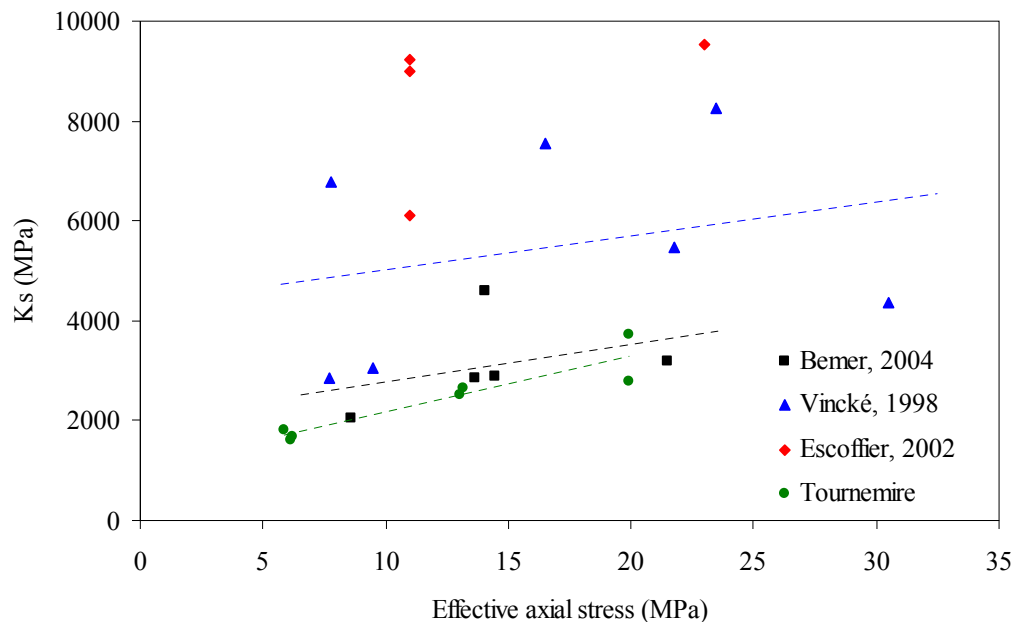


Figure 4.20 : Module d'incompressibilité de la matrice solide des argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (Bemer et al., 2004 ; Escoffier, 2002 ; Vincké et al., 1998)



Le module d'incompressibilité de la matrice solide de l'argilite de Tournemire ainsi estimé tend à croître avec l'augmentation de la contrainte axiale effective de Terzaghi. Cette tendance qui traduit un durcissement de la matrice solide est en accord avec les évolutions observées par Vincké et *al.* [1998] et Bemer et *al.* [2004], mais contraire aux observations réalisées par Escoffier [2002] et l'hypothèse selon laquelle une partie du réseau poreux connecté se déconnecte sous l'effet du poinçonnement et devient par définition occluse. Sous cette hypothèse, dans certaines zones de l'éprouvette, le module d'incompressibilité de la matrice solide devrait diminuer du fait de l'augmentation du pourcentage de porosité occluse entrant dans sa composition.

Les observations réalisées au MEB sur le comportement d'un échantillon soumis à un chargement uniaxial montrent une déformation homogène de la matrice argileuse sans phénomènes importants de localisation (cf. §2.2.4), ce qui tend à s'opposer à l'hypothèse de poinçonnement créant des zones locales déconnectées. Par ailleurs, les mécanismes de diffusion sont principalement contrôlés par la matrice argileuse contenant la majorité du volume poreux. L'augmentation de la porosité occluse se traduirait au niveau de la microstructure par la fermeture de seuils de pore participant aux mécanismes de diffusion. Ainsi, sous cette hypothèse, un échantillon soumis à un chargement mécanique devrait observer une diminution de sa perméabilité intrinsèque avec l'augmentation de la contrainte effective appliquée. Cependant, les mesures de perméabilité réalisées par Escoffier [2002] et Koriche [2004] montrent que l'augmentation de la contrainte hydrostatique ne semble pas influencer sur la perméabilité. En conclusion, on peut supposer que la diminution du module d'incompressibilité observée par Escoffier est un artefact de mesure associé à des problèmes d'équilibrage des pressions de pore au sein de l'échantillon.

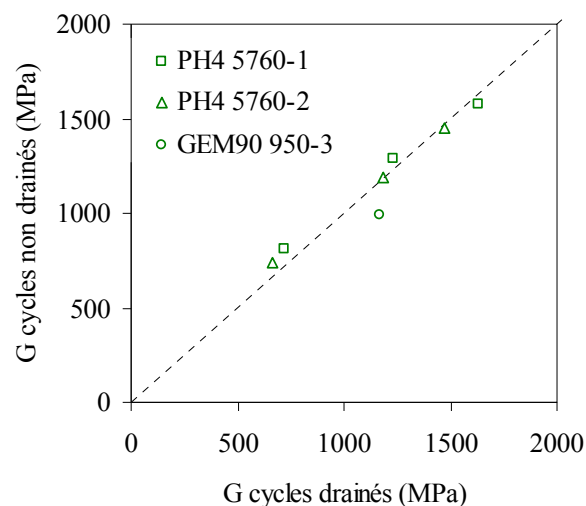


Figure 4.21 : Cohérence des modules de cisaillement obtenus à partir des cycles drainés et non drainés

La figure 4.21 montre que les valeurs du module de cisaillement mesurées à partir des cycles drainés et non drainés sont parfaitement cohérentes, ce qui confirme son indépendance vis-à-vis de la phase fluide.

Enfin, la figure 4.22 montre que la relation  $K_u + 4G/3 = K + 4G/3 + Mb^2$ , où  $b$  est déduit des cycles drainé et hydromécanique et  $Mb$  du cycle non drainé, est bien vérifiée.

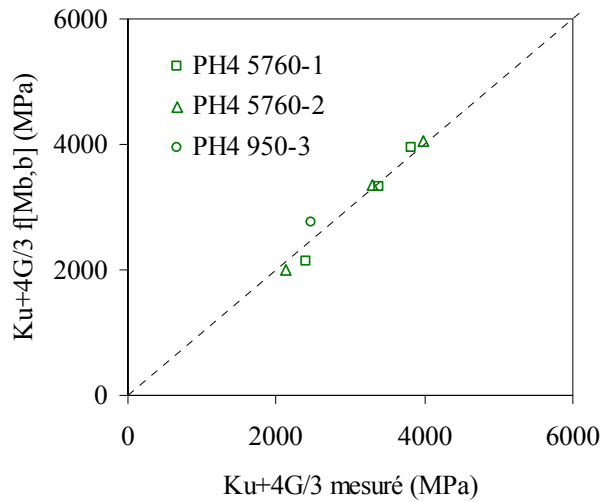


Figure 4.22 : Comparaison des modules œdométriques non drainés

Le calcul du module de Biot, par la relation  $1/M = (b - \Phi)/K_s + \Phi/K_f$ , suppose que l'échantillon est saturé ( $K_f = K_w$ ). Cependant, pour un échantillon non saturé, la compressibilité apparente du fluide dépend du niveau de saturation et de la pression interstitielle :

$$\frac{1}{K_f} = \frac{S_r}{K_w} + \frac{1-S_r}{K_g} \quad \text{où } K_g \approx p_p \quad \text{avec } 3 \leq p_p \leq 7 \text{ MPa} \quad (4.48)$$

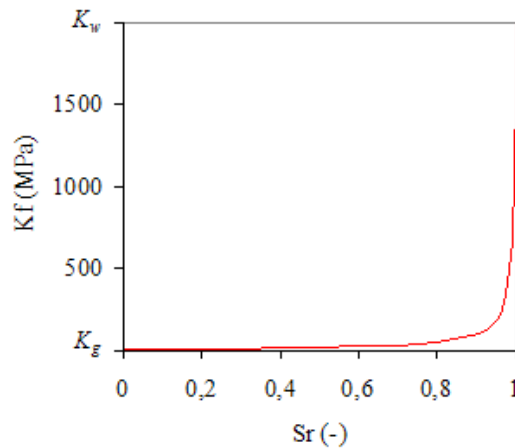


Figure 4.23 : Evolution du module d'incompressibilité apparent du fluide en fonction de l'état de saturation

La figure 4.23 montre que le module d'incompressibilité apparent du fluide est fortement dépendant de l'état de saturation du matériau. Ainsi, un défaut de saturation peut être à l'origine des écarts entre les modules mesuré et calculé sous l'hypothèse d'un matériau parfaitement saturé.

---

Les travaux présentés dans ce chapitre fournissent un premier jeu de paramètres poroélastiques isotropes transverses pour l'argilite de Tournemire. Cependant, du fait des nombreuses difficultés expérimentales rencontrées et des temps nécessaires à l'obtention des équilibres hydromécaniques (à titre indicatif, la durée nécessaire à la réalisation de ce type d'essai est d'environ 9 mois), seul un faible nombre de valeurs a pu être obtenu. De plus, les problèmes rencontrés sur la mesure de la contrainte radiale (phénomènes de relaxation de la contrainte radiale) conduisent à des incertitudes supplémentaires sur les paramètres dont la détermination repose sur cette mesure. Les paramètres non drainés et le module de Biot ne peuvent être mesurés directement du fait de la difficulté à saturer les argilites. Les paramètres les plus fiables sont issus des cycles drainés et hydromécaniques et il est préférable d'estimer les paramètres non drainés indirectement à partir des paramètres déterminés à partir des cycles drainés et hydromécaniques.

---

# **Chapitre 5 :** **Estimation de la perméabilité intrinsèque**

---

## 5 Estimation de la perméabilité intrinsèque

Le chapitre précédent a mis en évidence l'importance du couplage hydromécanique au sein des argilites et de la nécessité de respecter les temps de diffusion. Le coefficient de diffusion dépend des paramètres poromécaniques du matériau et surtout de sa perméabilité intrinsèque. Dans ce chapitre, une méthode pour estimer la perméabilité intrinsèque à partir d'une modélisation numérique des essais œdométriques est proposée.

### 5.1 Méthodes transitoires

#### 5.1.1 Spécificité des matériaux argileux

La loi de Darcy repose sur les hypothèses d'un fluide interstitiel sans interaction chimique avec le squelette solide et d'un écoulement laminaire. L'écoulement est alors régi par : la viscosité et la densité du fluide, les propriétés géométriques du réseau poreux et le gradient de pression appliqué au fluide. Or, dans les roches à dominante argileuse, compte tenu des forces électrochimiques et osmotiques agissant sur les molécules d'eau, l'eau interstitielle se trouve sous différents états :

- structurée : pas ou peu mobilisable par gradient de charge hydraulique,
- libre : soumise à aucune force électrochimique.

Ainsi, les interactions molécules d'eau / minéraux argileux et la faible taille des pores conduisent à s'interroger sur la validité de la loi de Darcy dans un tel milieu. Si la taille des pores est inférieure à 10 nm, on considère que la structuration des molécules d'eau annihile l'advection [Horseman, 1996], [Sammartino, 2003]. De ce fait, une partie des pores s'avère non drainée. Dans le cas des argilites de Meuse / Haute-Marne, la part de la porosité ayant des diamètres d'accès aux pores inférieurs à cette limite correspond à 40% de la porosité totale égale à 15% en moyenne, ce qui représente environ 6% d'eau structurée et 9% d'eau libre. Ces 9% de porosité sont considérés comme accessibles aux transports advectif et diffusif et la loi de Darcy peut être appliquée dans cet espace [Delay *et al.*, 2006].

En plus des mécanismes d'adsorption, les mesures de perméabilité sont fortement dépendantes de l'état de saturation du matériau argileux. La perméabilité apparente des argilites est une fonction décroissante du degré de saturation : un défaut de saturation de quelques pourcents peut entraîner une diminution de la perméabilité mesurée de plus d'une décade [Koriche, 2004], [Giraud *et al.*, 2006].

Pour les matériaux argileux, la mesure de la perméabilité intrinsèque pose d'importants problèmes. Les méthodes utilisées classiquement de mesure en régime permanent sont en effet remises en cause. Il serait notamment nécessaire de travailler sur de très longues périodes avec des gradients de pression importants pour imposer un débit d'eau accessible à la mesure. Or, des gradients trop élevés peuvent

entraîner une modification de la structure poreuse en particulier à proximité de la face d'injection (risque de déformation de la structure poreuse, voire de fracturation hydraulique).

### 5.1.2 Méthodologies et données disponibles

Les méthodes conventionnelles étant peu applicables, on a alors recours à des méthodes en régime transitoire. La méthode du pulse test consiste à provoquer une perturbation temporaire et limitée de la pression du fluide dans le milieu et à mesurer son retour à l'équilibre. Pratiquement, on impose une augmentation de la pression en amont de l'échantillon saturé et on mesure l'évolution des pressions amont et aval en conditions non drainées [Hsieh *et al.*, 1981], [Neuzil *et al.*, 1981], [Trimmer, 1982], [Walder et Nur, 1986], [Wang, 2000], [Ecoffier, 2002] (cf. figure 5.1). Cette méthode permet d'éviter d'appliquer de très forts gradients hydrauliques, mais nécessite un post-traitement relativement lourd.

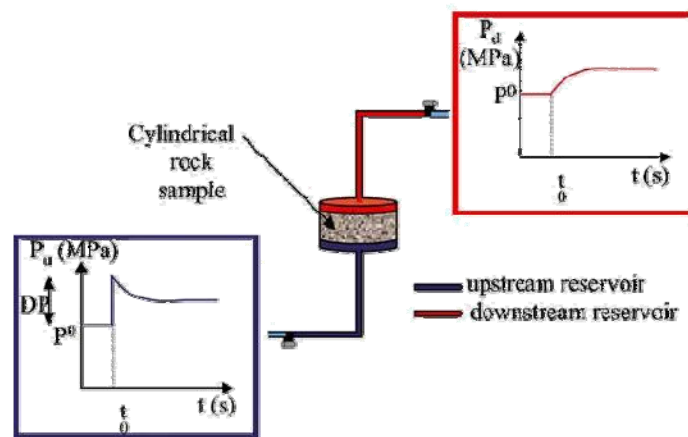


Figure 5.1 : Principe du pulse test [Homand *et al.*, 2004]

Si l'on compare les valeurs de perméabilité mesurées en régime transitoire sur les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne (cf. tableau 5.1), on constate que les plages de variations sont du même ordre de grandeur : entre  $10^{-22}$  et  $10^{-20}$  m<sup>2</sup>. Cependant, les méthodes utilisées comportent des différences notables : le fluide utilisé peut en particulier être un liquide [Ecoffier, 2002] ou un gaz [Daupley, 1997]. On rappelle que les valeurs de porosité accessible mesurées par porosimétrie au mercure sur l'argilite de Tournemire sont en moyenne deux fois plus faibles que celles de l'argilite de Meuse / Haute-Marne.

Tableau 5.1 : Mesures de perméabilité obtenues par pulse test

Roche	Forage	Cote forage (m/sol)	Cote équivalente EST205 (m/sol)	Fluide utilisé	k interprétée (m <sup>2</sup> )	Laboratoire (*)
Argilite Meuse / Haute-Marne	EST104	425,6	421,01	eau	$k_v < 1,0 \cdot 10^{-20}$	a)
		425,72	421,12		$1,0 \cdot 10^{-21} < k_h < 1,0 \cdot 10^{-20}$	a)
		447,75	442,87		$1,5 \cdot 10^{-20} < k_v < 3,1 \cdot 10^{-20}$	b)
		463,22	458,89		$2,0 \cdot 10^{-22} < k_v < 2,0 \cdot 10^{-20}$	a)
		496,17	491,65		$1,0 \cdot 10^{-21} < k_v < 2,2 \cdot 10^{-20}$	c)
		496,6	492,07		$6,1 \cdot 10^{-21} < k_v < 3,9 \cdot 10^{-20}$	c)
		497,92	493,36		$1,1 \cdot 10^{-20} < k_v < 1,2 \cdot 10^{-19}$	c)
		500,82	496,18		$2,0 \cdot 10^{-20} < k_v < 9,2 \cdot 10^{-20}$	c)
	EST204	453,8	453,8		$1,0 \cdot 10^{-20} < k_v < 4,1 \cdot 10^{-20}$	b)
	EST205	451,15			$1,0 \cdot 10^{-20} < k_h < 2,0 \cdot 10^{-20}$	d)
		462,95			$1,0 \cdot 10^{-20} < k_v < 4,1 \cdot 10^{-20}$	b)
		473,84			$k_h < 8,1 \cdot 10^{-20}$	b)
					$1,0 \cdot 10^{-21} < k_v < 1,5 \cdot 10^{-19}$	d)
					$2,0 \cdot 10^{-21} < k_h < 5,1 \cdot 10^{-21}$	d)
505,35			$k_v = 6,8 \cdot 10^{-22}$	e)		
485,71			$k_v = 1,0 \cdot 10^{-20}$	d)		
			$5,1 \cdot 10^{-20} < k_h < 1,0 \cdot 10^{-19}$	d)		
		$k_v = 1,0 \cdot 10^{-20}$	d)			
		$2,0 \cdot 10^{-20} < k_v < 4,3 \cdot 10^{-21}$	d)			
		$8,1 \cdot 10^{-20} < k_h < 1,3 \cdot 10^{-19}$	b)			
Argilite de Tournemire	ID 180 n° 08014	313,47		gaz	$1,5 \cdot 10^{-21}$	c)
	ID 180 n° 04020	230,33			$1,3 \cdot 10^{-21}$	c)
	ID 180 n° 03975	260,83			$1,0 \cdot 10^{-21}$	c)
	CA 3 n° 01970	207,64			$4,0 \cdot 10^{-21}$	e)
	CD 7 n° 04494	276,55			$4,5 \cdot 10^{-21}$	e)
	CD 13 n° 08176	313,37			$1,0 \cdot 10^{-20}$	e)
	CD 21 n° 13128	362,89			$4,0 \cdot 10^{-21}$	e)

(\*) Mesure réalisée par: a) G3S, b) LAEGO, c) Antea, d) LMS, e) CGI

Argilite de Meuse / Haute-Marne : Delay et al. [2006 ],

Argilite de Tournemire : Daupley [1997], Boisson et al. [1998]

---

### 5.1.3 Principes et hypothèses

Les mesures de perméabilité en régime transitoire ont été introduites par Brace et *al.* [1968] et complétées par Hsieh et *al.* [1981]. Cette technique, dite du pulse test, repose sur le principe de diffusion de pression en milieu poreux. Cette méthodologie consiste à provoquer une perturbation temporaire et limitée de la pression du fluide dans le milieu et à mesurer son retour à l'équilibre.

Historiquement, la technique introduite par Brace et *al.* [1968] considérait l'emménagement spécifique de la roche négligeable. Le coefficient d'emménagement spécifique est lié au volume de fluide à injecter dans un volume unitaire de roche pour augmenter la pression interstitielle d'une unité. En hydrogéologie, le coefficient d'emménagement spécifique représente le taux de diminution de la masse fluide stockée associé à une baisse de pression. Ce taux se décompose en deux termes traduisant la réduction de l'espace poral et la dilatation de l'eau due à une diminution unitaire de la pression interstitielle [Musy & Soutter, 1991].

L'hypothèse d'un coefficient d'emménagement négligeable, justifiée dans le cadre de roches cristallines, est généralement non vérifiée dans le cas de roches tel que les argilites. Hsieh et *al.* [1981] montrent que si le dimensionnement du dispositif expérimental est bien adapté (prise en compte de l'emménagement du réservoir aval et amont), on peut déterminer conjointement la perméabilité et le coefficient d'emménagement spécifique  $S_s$  de l'échantillon. Cette méthode permet de déterminer les très faibles perméabilités dans des temps relativement courts tout en tenant compte de la compressibilité du fluide et du solide. Cependant, le traitement des données nécessite de résoudre une équation différentielle du second ordre : l'équation de diffusion de la pression d'un fluide compressible dans un milieu poreux saturé et compressible, écrite sous la forme :

$$S_s \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k \gamma_f}{\mu_f} \nabla^2 p_p \quad (5.1)$$

où :

$\gamma_f$  : poids volumique de l'eau (N/m<sup>3</sup>)

La comparaison entre l'équation (5.1), dite découplée, et les équations de diffusion couplée (3.75) et (3.85) nous permet d'exprimer le coefficient d'emménagement spécifique  $S_s$  en fonction des paramètres poroélastiques dans deux cas particuliers [Homand et *al.*, 2004]. En l'absence de déformation volumique, l'équation (3.75) conduit à :

$$S_s^e = \gamma_f \frac{1}{M} \quad (5.2)$$

et pour un test réalisé à contrainte moyenne constante, l'équation (3.85) conduit à :

$$S_s^\sigma = \gamma_f \frac{1}{M} \frac{K_u}{K} \quad (5.3)$$



Le rapport entre les deux coefficients d'emménagement spécifique ainsi obtenus est égal au rapport des modules d'incompressibilité non drainé et drainé. Cette équation montre l'importance des hypothèses de calcul dans la prise en compte du couplage hydromécanique.

$$\frac{S_s^\sigma}{S_s^\varepsilon} = \frac{K_u}{K} = \frac{K + Mb^2}{K} = 1 + \frac{Mb^2}{K} \quad (5.4)$$

Revenons à présent sur l'hypothèse de déformation volumique nulle. La loi de comportement poroélastique linéaire isotrope (3.32) impose alors que la variation de la contrainte moyenne effective de Biot soit nulle :  $d(\underline{tr}\underline{\sigma} + bp_p) = 0$ . Les conditions d'essais du pulse test ne vérifient pas cette condition, puisque que l'on applique un gradient hydraulique à l'échantillon soumis à un chargement hydrostatique constant.

Par ailleurs, l'hypothèse de contrainte moyenne constante :  $d(\underline{tr}\underline{\sigma}) = 0$ , revient à supposer que le champ de contrainte moyenne reste uniforme dans l'échantillon malgré la perturbation en pression de pore. L'équation de comptabilité (3.87), liant les évolutions spatiales des champs de pression de pore et de contraintes, impose que le Laplacien des pressions de pore soit nul :  $\nabla^2 p_p = 0$ , soit  $\partial p_p / \partial t = 0$  d'après l'équation (5.1). Ainsi, une contrainte moyenne constante impose finalement une variation de pression de pore nulle.

En conclusion, l'équation découplée (5.1) utilisée classiquement dans la résolution du problème de diffusion n'est pas représentative du comportement hydromécanique d'un échantillon soumis à un pulse test.

On note qu'une équation de diffusion découplée ne faisant intervenir que la pression de pore peut être obtenue en appliquant à (3.86) l'opérateur Laplacien :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \underline{tr}\underline{\sigma} \right) + \frac{K}{Mb} \nabla^2 p_p \right) = c_f \nabla^2 \left( \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \underline{tr}\underline{\sigma} \right) + \frac{K}{Mb} \nabla^2 p_p \right) \quad (5.5)$$

puis en combinant l'équation obtenue avec (3.87) :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \nabla^2 p_p \right) = c_f \nabla^2 \left( \nabla^2 p_p \right) \quad (5.6)$$

De la même manière, on obtient l'équation de diffusion découplée du Laplacien de la contrainte moyenne :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \underline{tr}\underline{\sigma} \right) \right) = c_f \nabla^2 \left( \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \underline{tr}\underline{\sigma} \right) \right) \quad (5.7)$$

Par la suite, nous avons opté pour une résolution du problème de diffusion par éléments finis permettant de prendre en compte de façon propre les phénomènes de couplage hydromécanique intervenant au sein de l'échantillon.

## 5.2 Modélisation numérique des essais œdométriques

Les argilites de Meuse / Haute-Marne et de Tournemire sont particulièrement difficiles à caractériser expérimentalement en raison de leur sensibilité à l'eau et de leur faible perméabilité (comprise entre  $10^{-22}$  et  $10^{-20}$  m<sup>2</sup>). Une approche numérique a été engagée avec pour objectif d'aider à la compréhension des couplages hydromécaniques (valider les temps d'attente entre deux paliers de chargement retenus dans les protocoles expérimentaux) et de déterminer la perméabilité intrinsèque à partir des cycles hydromécaniques.

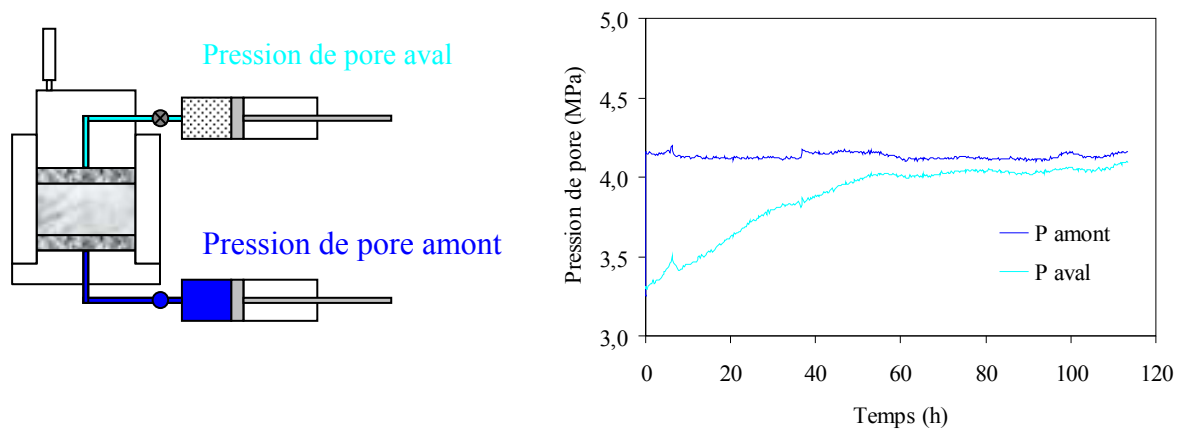


Figure 5.2 : Principe des cycles hydromécanique

Durant un cycle de chargement hydromécanique, l'échantillon est soumis à un incrément de pression au niveau de sa face amont, la face aval étant maintenue en condition non drainée. L'équilibre hydromécanique est atteint lorsque la pression aval atteint la valeur de la pression amont. Les phénomènes de diffusion sont contrôlés par les paramètres poromécaniques du matériau, en particulier par son tenseur de perméabilité intrinsèque. Disposant de la mesure des paramètres poromécaniques obtenue à partir des points d'équilibre des différents paliers de chargement des cycles élastiques réalisés (cf. §4.6), il est possible de déterminer, par simple calage des courbes d'équilibrage de la pression de pore, la valeur de la perméabilité intrinsèque en prenant en compte la globalité du couplage hydromécanique.

### 5.2.1 Influence de l'anisotropie transverse

L'argilite de Tournemire présente une anisotropie mécanique marquée, dans cette partie, on s'intéresse à son influence sur les temps de diffusion. Le modèle numérique utilisé se limite à l'étude du comportement poroélastique anisotrope saturé des roches argileuses. La sortie principale est l'évolution des champs de pression de pore au sein de l'échantillon dans le but de suivre l'équilibre des

pressions interstitielles entre les faces amont et aval de l'échantillon. On souligne que le modèle isotrope transverse a été développé au LAEGO par Giot [2004] et est implanté dans une version de développement du code de calcul de EDF : Code\_Aster (www.code-aster.org). Par défaut, ce code propose une loi isotrope poroélastique.

a) *Conditions aux limites*

L'échantillon de 40 mm de diamètre pour 20 mm de hauteur est soumis à un chargement œdométrique. Les conditions aux limites imposées sont données ci-dessous :

- Au niveau des parois latérales, les déplacements suivant l'axe  $r$  et les flux hydrauliques sont nuls.
- Sur les faces amont et aval, on peut choisir d'imposer un flux nul ou une pression (i.e., une condition non drainée ou drainée). Les déplacements sont nuls suivant  $z$  pour la face amont ( $z=0$ ) et la face aval ( $z=h$ ) est soumise à une contrainte verticale  $\sigma_a$ .

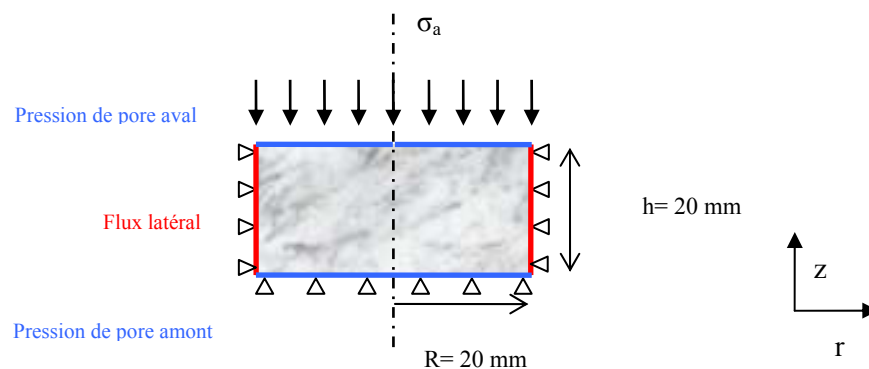


Figure 5.3 : Conditions aux limites

Les éléments utilisés sont des éléments quadratiques de type P2P1, c'est-à-dire que l'interpolation des déplacements est quadratique et celle des pressions est linéaire. Le modèle 3D est composé de 68 mailles.

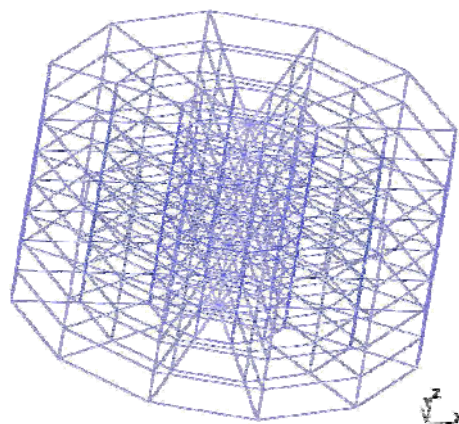


Figure 5.4 : Maillage 3D d'un œdomètre

b) Paramètres d'entrées du modèle isotrope transverse

Les paramètres d'entrée de ce modèle sont les suivants :

- les propriétés du squelette :  $E_1, E_3, \nu_{12}, \nu_{31}$  et  $G_{13}$ , ces paramètres sont calculés à partir des modules d'incompressibilité du tenseur d'élasticité drainé déterminés expérimentalement (cf. §3.2.2),
- les propriétés de la matrice solide :  $E_1^s, E_3^s, \nu_{12}^s, \nu_{31}^s$  et  $G_{13}^s$ ,
- les propriétés physiques du milieu : la masse volumique du milieu poreux  $\rho$ , la masse volumique des grains solides  $\rho_s$  et la porosité initiale  $\Phi^0$ ,
- les propriétés du fluide : la masse volumique du fluide  $\rho_f$ , le module d'incompressibilité du fluide  $K_f$  et la viscosité dynamique du fluide  $\mu_f$ ,
- les paramètres de couplage hydromécanique : les coefficients de Biot  $b_1$  et  $b_3$ , et les perméabilités intrinsèques  $k_1$  et  $k_3$ ,
- les paramètres géométriques définissant l'orientation du litage par rapport au maillage au sein de l'échantillon ; la convention des angles d'Euler  $\phi, \theta$  et  $\psi$  est adoptée. Avec cette notation, le premier angle  $\phi$  définit une rotation autour de l'axe  $z$  et permet de passer de l'axe  $x$  à l'axe  $\zeta$ , le second angle  $\theta$  définit une rotation autour de l'axe  $\zeta$  et permet de passer de l'axe  $z$  à l'axe  $z'$  et le troisième angle  $\psi$  définit une dernière rotation autour de l'axe  $z'$  et permet de passer de l'axe  $\zeta$  à  $x'$ .

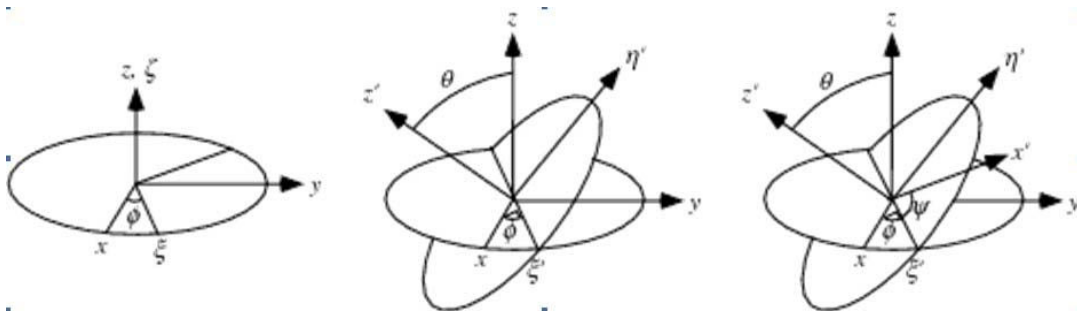


Figure 5.5 : Angles d'Euler

Dans notre étude, le cas où l'échantillon est perpendiculaire au litage correspond à la configuration  $\phi = 0^\circ$ ,  $\theta = 0^\circ$  et  $\psi = 0^\circ$ , et le cas où l'échantillon est parallèle au litage à la configuration  $\phi = 0^\circ$ ,  $\theta = 90^\circ$  et  $\psi = 0^\circ$ .

c) Equations de consolidation

Durant les essais œdométriques, deux cas sont considérés : les échantillons sont usinés soit perpendiculairement, soit parallèlement aux plans de stratification. Si l'on suppose l'écoulement unidirectionnel et le champ des déplacements strictement vertical, l'équation de consolidation (3.86) exprimée en fonction du champ de pression de pore et du champ de contrainte se réduit aux expressions suivantes :

- pour un échantillon perpendiculaire au litage,

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{33}'' + 2c_{13}''}{Mb_3} p_p \right) = \frac{k_3 M}{\mu_f} \frac{c_{33}}{c_{33}''} \frac{\partial^2}{\partial^2 x_3} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{33}'' + 2c_{13}''}{Mb_3} p_p \right)$$

- pour un échantillon parallèle au litage,

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''}{Mb_1} p_p \right) = \frac{k_1 M}{\mu_f} \frac{c_{11}}{c_{11}''} \frac{\partial^2}{\partial^2 x_1} \left( \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} + \frac{c_{11}'' + c_{12}'' + c_{13}''}{Mb_1} p_p \right)$$

D'après ces équations, les phénomènes de diffusion sont contrôlés :

- dans le cas perpendiculaire au litage, par les paramètres poroélastiques  $c_{33}, c_{33}'', c_{13}'', M$  et  $b_3$ . On souligne que, durant un essai sur un échantillon usiné perpendiculairement, l'ensemble de ces paramètres est accessible à la mesure à partir des différents cycles de chargement.
- dans le cas parallèle au litage, par les paramètres poroélastiques  $c_{11}, c_{11}'', c_{12}'', c_{13}'', M$  et  $b_1$ . Dans cette situation, un essai sur un échantillon usiné parallèlement au litage ne suffit pas à accéder à l'ensemble des paramètres, le paramètre  $c_{12}''$  n'étant accessible que si l'on dispose de la mesure du paramètre  $c_{13}''$  obtenu à partir d'un échantillon usiné perpendiculairement au litage (cf. §4.2).

Dans le modèle numérique utilisé, les paramètres non drainés et le module de Biot sont calculés à partir des paramètres d'entrée via les relations :

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{N} + \frac{\Phi^0}{K_f} \quad (3.41)$$

$$\text{avec } \frac{1}{N} = 2(b_1 - \Phi^0) \left( \frac{1 - \nu_{12}^s}{E_1^s} - \frac{\nu_{31}^s}{E_3^s} \right) + (b_3 - \Phi^0) \left( \frac{1 - 2\nu_{12}^s}{E_1^s} \right) \quad (3.64)$$

$$\text{et } \underline{\underline{C}}'' = \underline{\underline{C}} + M \underline{\underline{B}} \otimes \underline{\underline{B}} \quad (3.42)$$

Cette méthode est en accord avec les observations du chapitre précédent préconisant l'utilisation des paramètres issus des cycles drainés et hydromécaniques, la mesure du module de Biot étant fortement dépendante de l'état de saturation du matériau. Cependant, dans le cas d'un matériau isotrope transverse, nous sommes dans l'incapacité d'accéder aux paramètres isotropes transverses de la matrice solide.

Par défaut, le comportement de la matrice solide est supposé isotrope, soit  $E_1^s = E_3^s = E^s$ ,  $\nu_{12}^s = \nu_{31}^s = \nu^s$  et  $G_{13}^s = G^s$ . Le module de Young de la matrice solide est obtenu à partir du module d'incompressibilité et du coefficient de Poisson de la matrice solide, arbitrairement pris égal à 0,15. On calcule de plus  $K_s$  à partir de la relation  $b = 1 - K/K_s$  qui implique de considérer un tenseur des coefficients de Biot isotrope. La valeur du coefficient de Biot utilisée est issue d'une interprétation

isotrope des essais œdométrique (soit  $b_3$  dans le cas perpendiculaire et  $b_1$  dans le cas parallèle). A partir de ces relations et hypothèses, on obtient finalement le module de Young de la matrice solide à partir de la relation :

$$E^s = \frac{1-2\nu^s}{1-2\nu} \frac{E}{1-b} \quad (5.8)$$

et le module de cisaillement de la matrice solide est simplement donné par :

$$G^s = \frac{E^s}{2(1+\nu^s)} \quad (5.9)$$

Le module de Biot a alors pour expression :

$$\frac{1}{M} = (2b_1 + b_3 - 3\Phi^0) \left( \frac{1-2\nu^s}{E^s} \right) + \frac{\Phi^0}{K_f} \quad (5.10)$$

d) *Anisotropie du tenseur de perméabilité*

A partir des équations de consolidation, on constate que, pour un chargement œdométrique, les perméabilités intrinsèques  $k_1$  et  $k_3$  sont découplées que le litage soit orienté parallèlement ou perpendiculairement. On considère un échantillon présentant les propriétés mécaniques suivantes :

Tableau 5.2 : Propriétés d'un échantillon isotrope transverse

$E_1$ (MPa)	$E_3$ (MPa)	$\nu_{12}$ (-)	$\nu_{13}$ (-)	$G_{13}$ (MPa)	$E^s$ (MPa)	$\nu^s$ (-)	$b_1$ (-)	$b_3$ (-)	$\Phi^0$ (-)	$K_f$ (MPa)
4030	1490	0,07	0,11	1060	2480	0,15	0,38	0,63	0,08	2000

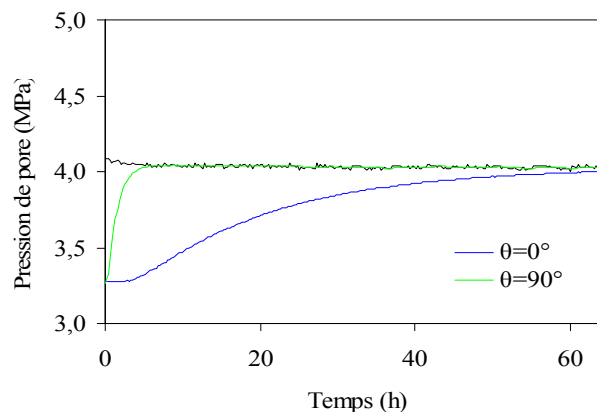


Figure 5.6 : Anisotropie du tenseur de perméabilité

La figure 5.6 présente les résultats d'une simulation numérique de l'évolution de la pression aval d'un échantillon soumis à un incrément de pression appliqué à l'amont de l'échantillon, l'aval étant maintenu en conditions non drainées. Les valeurs de perméabilité intrinsèque  $k_1$  et  $k_3$  sont respectivement égales à  $1,5 \cdot 10^{-20}$  et  $1,5 \cdot 10^{-21}$  m<sup>2</sup>. La variation de la perméabilité intrinsèque  $k_1$  dans le

cas  $\theta=90^\circ$  ou inversement celle de  $k_3$  dans le cas  $\theta=0^\circ$  n'a aucune influence sur la réponse en pression de l'échantillon. Ce résultat confirme que les perméabilités intrinsèques peuvent être déterminées indépendamment.

On note que la relation  $2\sigma_r = \sigma_{22} + \sigma_{33}$  (avec  $\sigma_{11} = \sigma_a$ , relation (4.19)) exprimant la répartition des contraintes au niveau de la surface latérale dans le cas parallèle (cas  $\theta=0^\circ$ ) est vérifiée numériquement.

e) *Anisotropie du tenseur de Biot*

Bien que les paramètres de la matrice solide soient déterminés à partir d'une approximation isotrope, l'anisotropie du tenseur de Biot intervient naturellement dans le comportement transitoire, notamment dans le calcul des paramètres non drainés (cf. relation (5.10)).

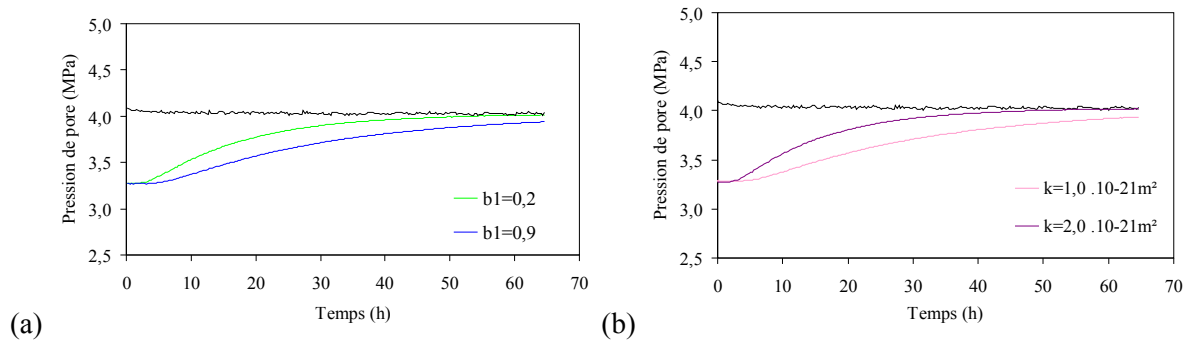


Figure 5.7 : Influence de l'anisotropie du tenseur de Biot

Considérons un échantillon, sous conditions œdométriques, usiné perpendiculairement au litage ( $\theta=90^\circ$ ) et présentant les propriétés fournies précédemment. Sur la figure 5.7.a, la perméabilité intrinsèque  $k_3$  est fixée à  $1,5 \cdot 10^{-21} \text{m}^2$  et le coefficient de Biot  $b_1$  varie entre 0,2 et 0,9. Inversement, sur la figure 5.7.b, le coefficient de Biot  $b_1$  est considéré égal à  $b_3$  ( $b_3=0,63$ ). Pour obtenir les mêmes temps d'équilibre, la perméabilité intrinsèque doit passer de 1,0 à  $2,0 \cdot 10^{-21} \text{m}^2$ . Ainsi, l'anisotropie du tenseur de Biot peut avoir une influence notable sur les temps de diffusion des pressions de pore. Cependant, ce constat est à mettre en rapport avec les observations expérimentales. Nous avons, en effet, pu constater que le tenseur de Biot ne présente pas d'anisotropie marquée (cf. §4.6).

En résumé, en gardant à l'esprit, les résultats expérimentaux et les hypothèses adoptées rappelés ci-dessous :

- à partir d'un échantillon usiné perpendiculairement, nous sommes en mesure de fournir l'ensemble des paramètres poromécaniques intervenant dans l'équation de consolidation,
- inversement, à partir d'un unique échantillon usiné parallèlement, la mesure des paramètres  $c_{12}''$  et  $c_{13}''$  n'est pas directement accessible,
- les paramètres mécaniques de la matrice solide sont supposés isotropes (son anisotropie ne pouvant être caractérisée avec les moyens expérimentaux disponibles),

les simulations numériques ont permis de vérifier que :

- les perméabilités intrinsèques  $k_l$  et  $k_3$  peuvent être déterminées indépendamment si l'on se place dans les cas  $\theta=0^\circ$  ou  $\theta=90^\circ$ ,
- l'anisotropie du tenseur de Biot a une influence sur le comportement transitoire, sachant que les premiers résultats expérimentaux montrent que cette anisotropie n'est pas significative,
- la relation  $2\sigma_r = \sigma_{22} + \sigma_{33}$  est vérifiée numériquement dans le cas où l'axe de l'échantillon est orienté parallèlement au litage.

### 5.2.2 Interprétation isotrope

On rappelle que dans le cas d'un modèle isotrope, l'équation de consolidation (3.86) a pour expression :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{1}{3} \text{tr} \sigma + \frac{K_u}{Mb} p_p \right) = \frac{kM}{\mu_f} \frac{K + \frac{4G}{3}}{K_u + \frac{4G}{3}} \nabla^2 \left( \frac{1}{3} \text{tr} \sigma + \frac{K_u}{Mb} p_p \right)$$

Dans un premier temps, on se propose d'utiliser les données d'essais obtenues par Bemmer *et al.* [2004] pour estimer la perméabilité intrinsèque de l'argilite de Meuse / Haute-Marne. Les données proposées dans la littérature sur l'étude de ce matériau étant plus riches que pour l'argilite de Tournemire, elles peuvent permettre de vérifier la pertinence de la méthode exposée.

Dans un second temps, cette méthode sera appliquée à l'argilite de Tournemire. Si l'on identifie les équations (3.86) écrites pour un matériau isotrope et un échantillon usiné perpendiculairement au litage, on obtient l'expression des paramètres du modèle numérique en fonction des paramètres isotropes transverses déterminés expérimentalement sur les échantillons usinés perpendiculairement au litage :

$$K + \frac{4G}{3} = c_{33} \quad ; \quad K_u = \frac{c_{33}^u + 2c_{13}^u}{3} \quad ; \quad b = b_3$$

Ainsi, en négligeant l'anisotropie du tenseur de Biot et dans le cas d'un échantillon usiné perpendiculairement, l'utilisation d'un modèle isotrope est suffisant pour estimer la perméabilité intrinsèque. L'intérêt d'utiliser un tel modèle est de limiter les paramètres d'entrée, i.e. de s'affranchir de la réalisation d'essais complémentaires (sur un échantillon parallèle) dont les durées sont extrêmement longues.



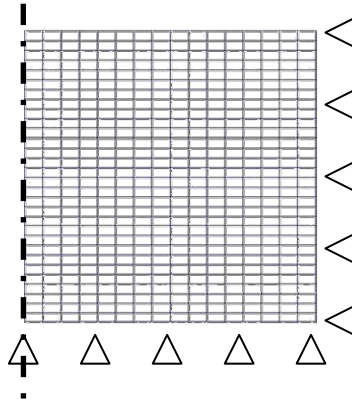


Figure 5.8 : Maillage axisymétrique

Par la suite, on utilise un modèle axisymétrique qui nous permet de réduire significativement les temps de calcul. Les éléments utilisés sont des éléments quadratiques. Le modèle axisymétrique est composé de 300 mailles. Les conditions aux limites sont identiques à celles du modèle 3D utilisé précédemment.

### 5.2.3 Etude a posteriori des essais sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne

Les simulations numériques a posteriori des essais œdométriques réalisés par Bemer et *al.* [2004] vont nous permettre de vérifier si les temps de dissipation des pressions interstitielles sont en accord avec les mesures de perméabilité réalisées sur ce même matériau (cf. §5.1.2). L'essai de comparaison retenu est l'essai EST 1587 n°4.

Par la suite, nous nous intéresserons uniquement aux incréments de charge hydromécanique, qui donnent accès aux temps d'équilibre de la pression de pore aval suite à une variation de la pression amont (le circuit aval reste en condition non drainée) et font donc intervenir un écoulement à travers l'intégralité de la hauteur de l'échantillon.

#### a) Paramètres du modèle

Les paramètres du modèle poroélastique sont les suivants :

- les paramètres élastiques drainés : module de Young drainé  $E$  et coefficient de Poisson drainé  $\nu$ , calculés à partir des modules d'incompressibilité drainé  $K$  et de cisaillement  $G$  mesurés.

$$\nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \quad (5.11)$$

$$E = 3K(1 - 2\nu) \quad (5.12)$$

- les propriétés physiques du milieu poreux : la masse volumique du milieu poreux saturé  $\rho$ , la masse volumique des grains solides  $\rho_s$  et la porosité initiale  $\Phi^0$ .
- les propriétés du fluide : la masse volumique du fluide  $\rho_f$ , le module d'incompressibilité du fluide  $K_f$ , la viscosité dynamique du fluide  $\mu_f$ ,
- les paramètres de couplage hydromécanique : le coefficient de Biot  $b$  et la perméabilité intrinsèque  $k$ .

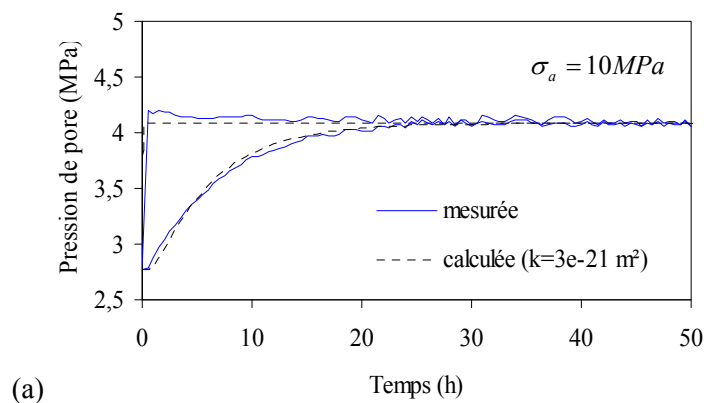
Tableau 5.3 : Paramètres du modèle EST 1587 n°4

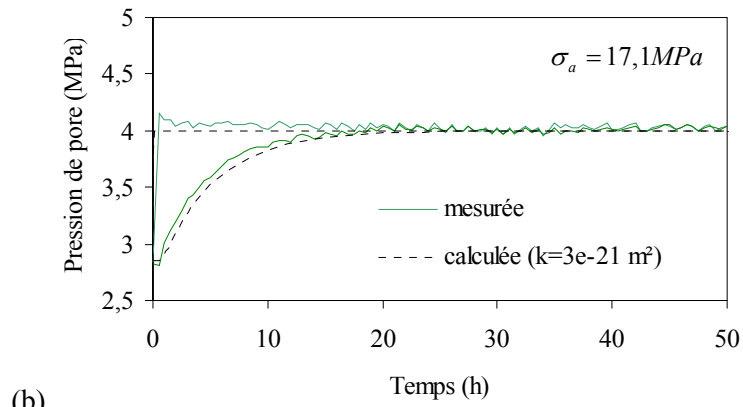
Paliers de Chargement (MPa)	$E$ (MPa)	$\nu$ (-)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\Phi^0$ (-)	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$K_f$ (MPa)	$\mu_f$ (Pa.s)	$b$ (-)
10	1690	0,20	2400	2700	0,16	1000	2000	$1 \cdot 10^{-3}$	0,55
17,1	2660	0,20							0,49
24,2	3030	0,21							0,45

Les propriétés mécaniques de la matrice solide sont calculées implicitement à partir de la relation  $K_s = K/(1-b)$ . Les paramètres non drainés sont obtenus à partir des relations (3.42) et (3.41).

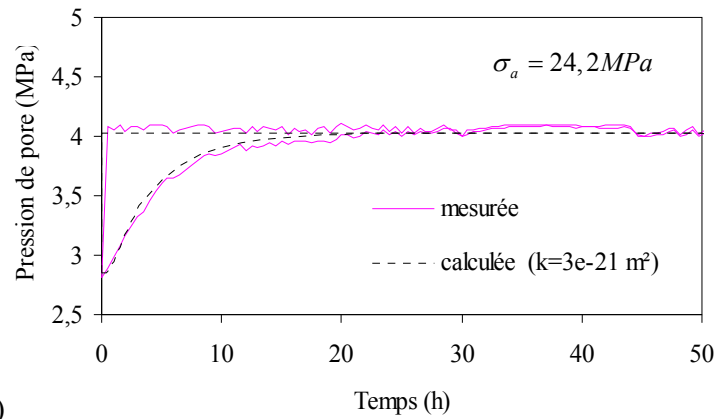
b) Estimation de la perméabilité sur les phases de chargement hydromécanique

Le protocole expérimental suivi lors de l'essai EST 1587 n°4 présente des phases d'équilibrage hydromécanique impliquant un écoulement unidirectionnel à travers la hauteur complète de l'échantillon. Les incréments de pression sont imposés au niveau de la face amont et l'on mesure l'évolution de la pression aval (la face aval restant en condition non drainée, i.e. circuit aval étant fermé juste après le capteur de pression). Les figures (5.9) et (5.10) présentent la comparaison des données de pression obtenues lors des phases de chargement hydromécanique et des résultats des calculs numériques.



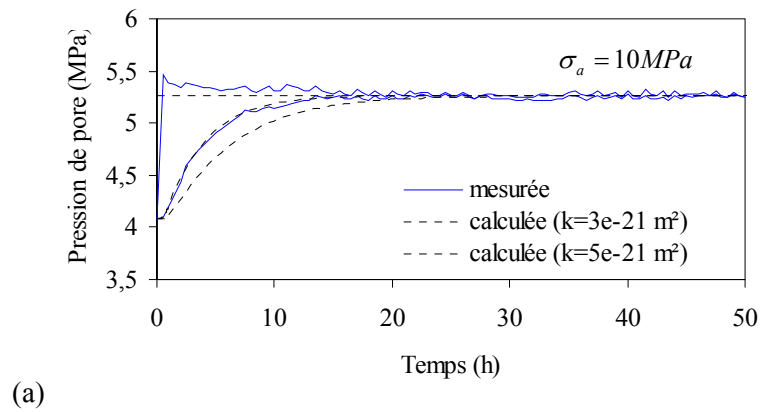


(b)

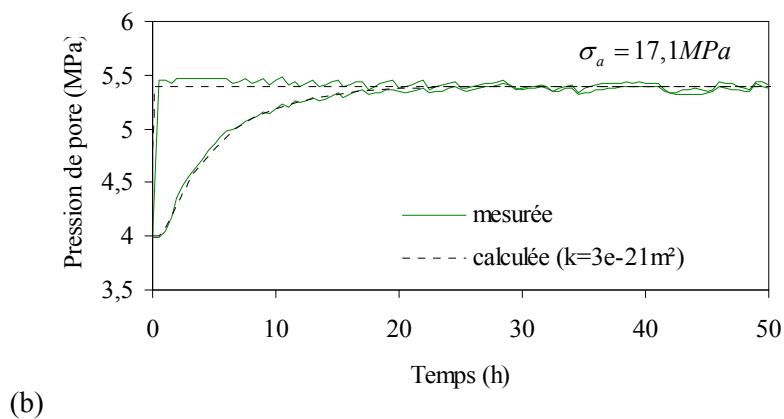


(c)

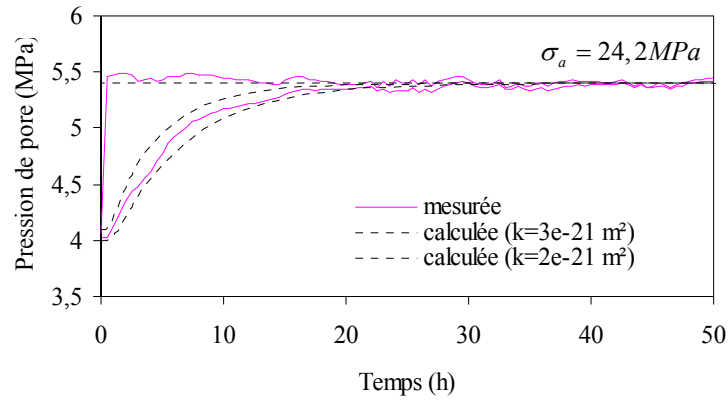
Figure 5.9 : Incrément de charge hydromécanique de 2,8 à 4,1 MPa de pression de pore sous différents chargements axiaux



(a)



(b)



(c)

Figure 5.10 : Incrément de charge hydromécanique de 4,0 à 5,5 MPa de pression de pore sous différents chargements axiaux

Le calage des courbes d'équilibrage des pressions fournit une valeur de perméabilité autour de  $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  pour les cycles réalisés à des contraintes axiales de 10, 17,1 et 24,2 MPa. Cette valeur de perméabilité est cohérente avec les données de la littérature ( $k= 10^{-22}$  à  $10^{-20} \text{ m}^2$ ). Ce résultat montre de plus que la condition de flux nul le long des parois latérales de la cellule œdométrique est bien vérifiée lors des essais

Les faibles écarts de perméabilité entre les différents niveaux de chargement montrent par ailleurs que la perméabilité est peu influencée par l'augmentation de la contrainte axiale effective. Cette observation est en accord avec les essais de perméabilité réalisés en cellule triaxiale où l'augmentation de la contrainte hydrostatique ne semble pas influencer sur la perméabilité [Ecoffier, 2002], [Koriche, 2004].

### c) Prédiction des temps d'équilibre

L'adéquation entre l'ordre de grandeur des perméabilités intrinsèques estimées numériquement à partir des données des essais œdométriques et des perméabilités mesurées de façon indépendante nous permet de vérifier la validité de la méthode proposée pour l'étude des temps de dissipation. Ces simulations peuvent également apporter une aide à la préparation de nouveaux essais.

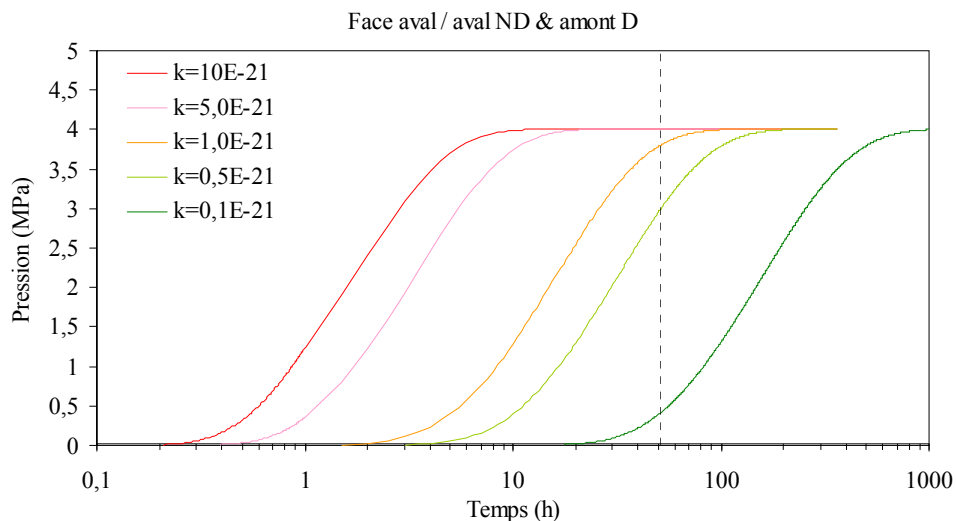


Figure 5.11 : Temps d'équilibre pour un chargement hydromécanique

La figure 5.11 présente, pour différentes valeurs de perméabilité intrinsèque, l'évolution des pressions calculées au niveau de la face aval pour un échantillon œdométrique soumis à un cycle hydromécanique sous une contrainte axiale constante (face aval non drainée, face amont drainée). On applique une augmentation de pression de 0 à 4 MPa au niveau de la face amont.

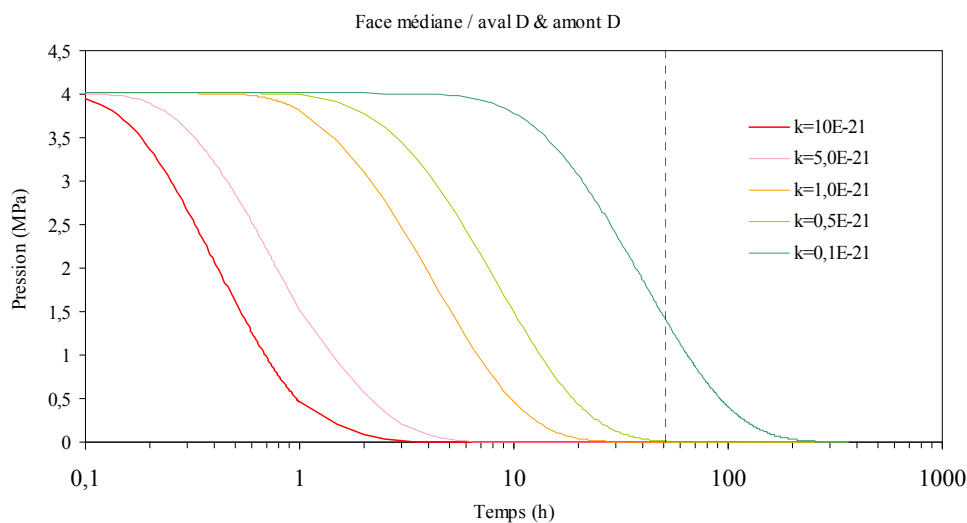


Figure 5.12 : Temps d'équilibre pour un chargement mécanique

La figure 5.12 présente l'évolution des pressions calculées au milieu de l'échantillon sous l'effet d'un chargement mécanique engendrant une surpression initiale (comportement instantané non drainé) pour différentes valeurs de perméabilité. L'échantillon œdométrique est soumis à une augmentation de contrainte axiale de 0 à 4,8 MPa. Les faces aval et amont sont maintenues en condition drainée ( $p_p=0$ ).

Les droites verticales sur les figures 5.11 et 5.12 correspondent au temps d'attente retenu dans la procédure expérimentale suivie par Bemmer *et al.* [2004] pour la réalisation des essais œdométriques, à

savoir 2,5 jours. À la vue des perméabilités mesurées durant les cycles hydromécaniques, ce temps est suffisant pour parvenir aux équilibres hydromécaniques. En raison des conditions aux limites, la phase critique correspond au chargement hydromécanique (la longueur caractéristique augmente puisque l'aval est maintenu en condition non drainée).

Remarque : ces calculs ont été réalisés préalablement au lancement des essais sur l'argilite de Tournemire lors de la définition des protocoles expérimentaux. Ainsi, en supposant que l'argilite de Tournemire dispose des mêmes caractéristiques hydromécaniques que celle de Meuse / Haute-Marne (cf. Tableau 5.1), les temps d'attente entre chaque palier ont été fixés à 2,5 jours.

#### 5.2.4 Etude a posteriori des essais sur l'argilite de Tournemire

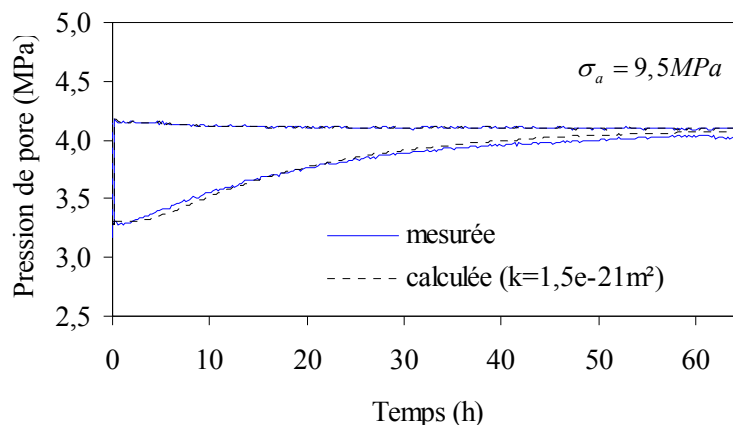
De la même manière que précédemment, on s'intéresse aux incréments de chargement hydromécanique des essais réalisés sur l'argilite de Tournemire.

##### a) Echantillon IRSN PH4 5760-1

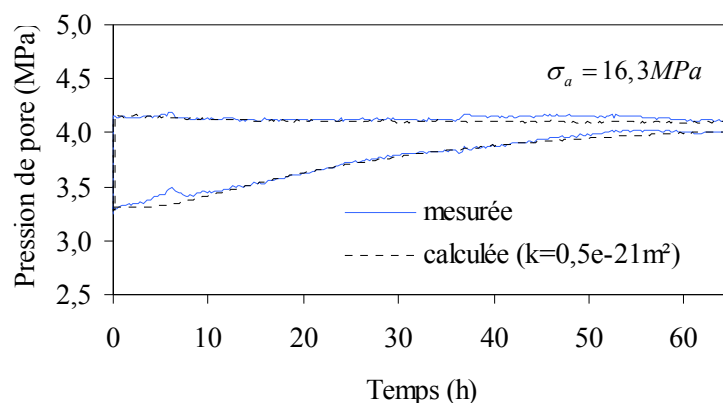
Les paramètres d'entrée du modèle sont obtenus à partir des valeurs mesurées de  $c_{33}$ ,  $c_{13}$  et  $b_3$ , au cours des cycles de chargement mécanique drainés et hydromécaniques (en supposant le matériau isotrope cf. §5.2.2).

Tableau 5.4 : Paramètres du modèle IRSN PH4 5760-1

Paliers de Chargement (MPa)	$E$ (MPa)	$\nu$ (-)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\Phi^0$ (-)	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$K_f$ (MPa)	$\mu_f$ (Pa.s)	$b$ (-)
9,5	1560	0,09	2570	2650	7,7	1000	2000	$1 \cdot 10^{-3}$	0,61
16,3	2780	0,13							0,51



(a)



(b)

Figure 5.13 : Phases de charge hydromécanique pour différents niveaux de chargement (IRSN 5760-1)

Pour l'échantillon IRSN PH4 5760 1, la perméabilité intrinsèque  $k_3$  dans la direction perpendiculaire au litage est estimée entre  $0,5 \cdot 10^{-21}$  et  $1,5 \cdot 10^{-21}$  m<sup>2</sup>. Les résultats obtenus tendent à montrer que la valeur de la perméabilité intrinsèque décroît avec l'augmentation du chargement hydromécanique. Cependant, le peu de données expérimentales disponibles ne nous permet pas de conclure. Des essais complémentaires sont nécessaires pour vérifier cette observation.

b) Echantillon IRSN PH4 5760-2

De la même manière que précédemment, les paramètres d'entrée du modèle sont obtenus à partir des valeurs mesurées de  $c_{33}$ ,  $c_{13}$  et  $b_3$ , au cours des cycles de chargement mécanique drainés et hydromécaniques (cf. §5.2.2).

Tableau 5.5 : Paramètres du modèle IRSN PH4 5760-2

Paliers de Chargement (MPa)	$E$ (MPa)	$\nu$ (-)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\Phi^0$ (%)	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$K_f$ (MPa)	$\mu_f$ (Pa.s)	$b$ (-)
9,7	1460	0,11	2570	2650	7,7	1000	2000	$1 \cdot 10^{-3}$	0,63
16,5	2740	0,16							0,50

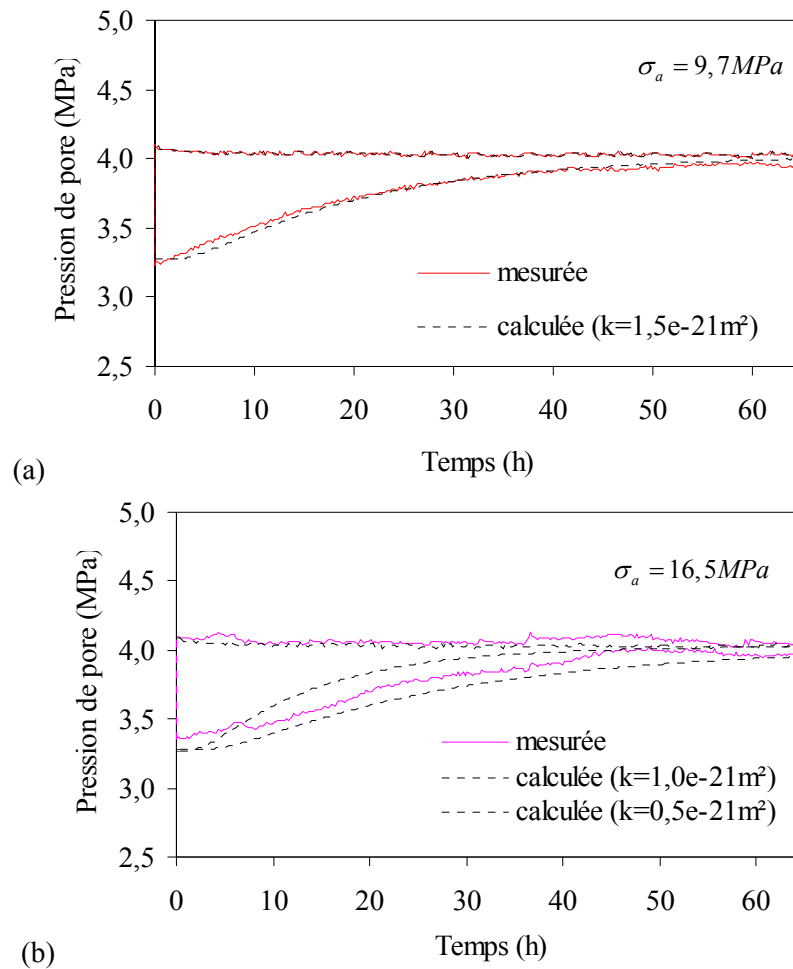


Figure 5.14 : Phase de charge hydromécanique pour différents niveaux de chargement (IRSN 5760-2)

La perméabilité intrinsèque de l'échantillon IRSN PH4 5760 2 est estimée entre  $0,5 \cdot 10^{-21}$  et  $1,5 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ . Cette valeur est cohérente avec celle obtenue sur l'échantillon IRSN PH4 5760 1 issu de la même carotte.

La valeur de la perméabilité intrinsèque semble diminuer avec l'augmentation de la contrainte axiale contrairement aux observations réalisées sur l'argilite de Meuse / Haute-Marne. Cependant, les incertitudes liées aux écarts de température observés en cours d'essai et au peu d'essais disponibles ne permettent pas de statuer sur l'influence de la contrainte axiale sur la perméabilité intrinsèque. Des essais complémentaires sont nécessaires.

Pour l'essai réalisé sur l'échantillon IRSN GEM90 950 3, le problème de connectivité hydraulique observé entre l'amont et l'aval dès la période de resaturation (cf. §4.5.2) ne nous a pas permis de réaliser une estimation de la perméabilité intrinsèque  $k_I$ . On note que les temps d'équilibrage durant les cycles hydromécaniques observés sur cet essai sont inférieurs d'environ deux ordres de grandeurs à ceux des essais IRSN PH4 5760 1 et 2.

L'origine de ce problème peut être liée à un défaut de contact entre l'échantillon et la cellule métallique ou d'origine structurelle au sein l'échantillon. Ainsi durant l'usinage (cf. §4.4.2), nous



---

avons pu constater que les plans de litage de l'argilite de Tournemire sont des plans de faiblesse pour ce matériau susceptibles de constituer des zones d'écoulement préférentiel. Malheureusement, nous n'avons pas été en mesure de répéter ces essais pour obtenir une estimation de la perméabilité intrinsèque  $k_I$ .

### 5.3 Conclusion

Ce chapitre a décrit une méthode pour estimer la perméabilité intrinsèque des roches argileuses de très faibles perméabilités à partir des essais œdométriques de caractérisation du comportement poromécanique. Le principal intérêt de cette méthode est de prendre en compte proprement les couplages hydromécaniques intervenant dans la détermination de la perméabilité intrinsèque, contrairement à la méthode du pulse test basée sur des hypothèses ne respectant pas la théorie des milieux poreux [Coussy, 2004].

Les résultats obtenus sont cohérents avec les valeurs issues de la littérature sur ces mêmes matériaux et valident la démarche suivie. Cependant, pour mettre en œuvre cette méthode, il est impératif de respecter la condition d'étanchéité au niveau du contact entre l'échantillon et la cellule (et de disposer d'échantillons sains). Dans les cas présentés, cette condition est assurée par le gonflement radial de l'échantillon. Ainsi, l'application de cette méthode se limite aux matériaux argileux gonflants tels que les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne.

---

# **Chapitre 6 :** **Comportement des couvertures à** **l'échelle du réservoir**

---

## 6 Comportement des couvertures à l'échelle du réservoir

Dans ce chapitre, on s'intéresse au comportement de la couverture d'un réservoir pétrolier et en particulier au chemin de chargement résultant de son exploitation. La notion de couverture qualifie ici les roches de faible perméabilité empêchant la migration des hydrocarbures vers la surface (i.e. formant un piège assurant l'accumulation des hydrocarbures dans le réservoir).

La production d'un réservoir pétrolier induit des changements de la répartition du champ de contraintes et des pressions des fluides en place. Un nouvel état de contraintes s'établit à chaque instant de production et provoque à son tour une modification des paramètres d'écoulement. Les effets géomécaniques induits par la production d'un réservoir sont notamment susceptibles d'engendrer des changements significatifs de porosité et de perméabilité.

Ces effets ont été illustrés en 2005 sur un cas synthétique extrêmement simplifié [Vidal-Gilbert et Tisseau, 2006]. La structure est rectangulaire et la géologie réduite à un réservoir composé d'une seule roche, et à des encaissants et une couverture unique également composés d'une seule roche, l'ensemble comportant un seul puit producteur situé au centre du modèle. A travers un couplage entre la simulation de réservoir et le modèle géomécanique de la structure, Vidal-Gilbert et Tisseau ont montré que la diminution du champ des pressions de pore dans le réservoir pendant la production engendre des modifications géomécaniques au sein du réservoir et également au sein des formations encaissantes.

- Dans le réservoir, la déplétion (diminution des pressions de pore) engendre une diminution de la contrainte effective (selon la convention de signe de la mécanique des milieux continus) qui se traduit par un phénomène de compaction (déformation verticale principalement dans le cas étudié).
- Dans les formations encaissantes (dont la couverture), la transmission des champs de contrainte et de déplacement peut entraîner une éventuelle subsidence (affaissement au niveau de la surface).

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les variations du champ de contrainte au sein des couvertures en cours de production. Cette étude s'appuie sur un cas synthétique inspiré d'un champ réel construit dans le cadre du consortium PUNQ (Production forecasting with UNcertainty Quantification) pour étudier différentes méthodes de simulation réservoir [Jeannin et *al.*, 2005]. Une étude complémentaire a été menée à l'IFP pour construire un modèle géomécanique à partir de ce modèle de réservoir [Vidal-Gilbert, 2005].

*Notations : la convention des signes de la mécanique des milieux continus est adoptée (compression négative)*

---

## 6.1 Lien entre la simulation réservoir et la modélisation géomécanique

Au début de l'exploitation d'un gisement, les hydrocarbures sont produits par drainage naturel (récupération primaire). Ce procédé consiste à simplement laisser le gisement se dépléter. Ensuite, en injectant de l'eau, du gaz ou des produits chimiques, la pression au sein du réservoir est remontée de sorte à obtenir un différentiel de pression suffisant entre le réservoir et les puits. Ce sont des productions dites secondaire et tertiaire.

Lors de l'exploitation des hydrocarbures, les pressions et saturations des fluides en place sont modifiées dans le réservoir. La simulation de réservoir permet d'estimer ces changements au cours du temps, mais elle est basée sur des hypothèses simplificatrices du point de vue de la mécanique. L'approche géomécanique, quant à elle, décrit le comportement de la roche lors d'une sollicitation induite par l'exploitation, mais elle ne permet pas une représentation correcte des écoulements : les changements de phase et les écoulements triphasiques (huile, eau, gaz) ne sont pas pris en compte.

Pour considérer ces deux types de phénomènes qui coexistent à l'échelle du réservoir, un couplage est établi entre les simulations réservoir et géomécanique. Ce lien est opéré via une pression de pore moyenne, pondérée par les saturations des fluides en place et ces résultats de la simulation de réservoir, qui est ensuite utilisée comme chargement dans la partie réservoir de la simulation géomécanique. Ainsi, le couplage entre la simulation réservoir, calculant les pressions de pore dans le réservoir, et la modélisation géomécanique de la structure permet de déterminer les états de contraintes aux différents temps de la simulation réservoir dans l'ensemble de la structure (réservoir, couverture et encaissants).

### 6.1.1 La simulation réservoir

Le modèle réservoir (ou modèle dynamique) est obtenu à partir d'un modèle géologique. Un modèle géologique (ou modèle statique) fournit une description 3D du réservoir intégrant les données des campagnes sismiques, de forage, des diagraphies et de production. Cependant, ce type de modèle étant d'une trop grande résolution pour le calcul des écoulements, une opération de changement d'échelle est nécessaire (dans le cas étudié, la dimension d'une maille est de  $20 \times 20 \times 3 \text{ m}^3$  dans le modèle géologique et de  $80 \times 180 \times 18 \text{ m}^3$  dans le modèle réservoir). Ainsi, le modèle réservoir contient un nombre inférieur de mailles, auxquelles sont affectées des propriétés (perméabilité, porosité, saturation, densité, compressibilité...) correspondant aux propriétés équivalentes d'un groupe de mailles du modèle géologique. De manière simplifiée, la qualité du réservoir est définie à partir de sa porosité et de ses perméabilités verticale et horizontale : plus la porosité est élevée, plus la roche peut contenir des hydrocarbures, et plus elle est perméable, plus la circulation fluide est facile.

Dans cette étude, les écoulements ont été modélisés par le logiciel de simulation d'écoulement FIRST développé de l'IFP (calcul par discrétisation en volumes finis), qui permet d'étudier l'influence des déplacements des fluides, de la pression, du nombre de puits, de leur disposition, de leur débit, de leur historique de mise en production, de l'influence d'un éventuel aquifère, etc. L'objectif des simulations

est de choisir le meilleur schéma d'exploitation pour optimiser le taux récupération et le bilan économique.

Les modèles numériques utilisés pour les simulations réservoir permettent de calculer les variations des caractéristiques du réservoir et des fluides telles que les débits aux puits et les pressions de pore dans le réservoir. Le système d'équations régissant les écoulements repose sur les lois d'écoulement de Darcy, de conservation de la masse, des équilibres capillaires et des perméabilités relatives, du bilan des saturations et des lois thermodynamiques.

Si l'on considère un milieu saturé par une seule phase dans l'approche réservoir, l'aspect géomécanique est introduit artificiellement par la dépendance de la porosité avec la pression de pore via la relation:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = \Phi^0 c_p \frac{\partial p_p}{\partial t} \quad \text{avec} \quad c_p = \frac{1}{V_v^0} \frac{\partial V_v}{\partial p_p} \quad (6.1)$$

On souligne que l'utilisation de la compressibilité de pore (ou des roches)  $c_p$  suppose le chemin de chargement connu et constant au sein du réservoir [Boutéca, 1992]. Parallèlement, la loi de comportement du fluide nous conduit à :

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} = \rho_f^0 c_f \frac{\partial p_p}{\partial t} \quad \text{avec} \quad c_f = \frac{1}{\rho_f^0} \frac{\partial \rho_f}{\partial p_p} \quad (6.2)$$

La combinaison de la loi de conservation de la masse fluide et de la loi de Darcy en utilisant l'expression de la teneur en masse fluide  $m_f = \rho_f \Phi$  conduit à l'expression :

$$\frac{1}{\rho_f^0} \frac{\partial}{\partial t} (\rho_f \Phi) = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p \quad (6.3)$$

Si l'on intègre les relations (6.1) et (6.2) dans l'expression (6.3), nous obtenons l'équation de diffusion prise en compte dans la modélisation réservoir dans le cas où le milieu saturé par un seul fluide.

$$\Phi^0 (c_p + c_f) \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p \quad (6.4)$$

Cette relation ne permet pas de prendre en compte proprement les effets géomécaniques dus aux couplages hydromécaniques, i.e. de relier entre les champs de contrainte et de pression de pore au champ de déformations.

## 6.1.2 Méthodes de couplage et modélisation géomécanique

La modélisation géomécanique permet de prendre en compte les couplages hydromécaniques au sein du réservoir. Ce type de modèle s'appuie sur les équations de la mécanique des milieux poreux (cf. §3 ou [Coussy, 2004]) et permet de calculer les variations des champs de contrainte et de déformation induites par la modification du champ de pression de pore.

Différentes méthodes de couplage existent [Longuemare et al., 2002], [Mainguy M. and Longuemare P., 2002]. On décrira brièvement les méthodes de couplage partiel et de couplage total.

- Dans l'approche partielle, les équations d'équilibre mécanique et d'écoulement sont résolues séparément (i.e. dans des simulateurs différents), mais des informations sont échangées entre les deux simulateurs (cf. figure 6.1). Le couplage partiel peut être explicite ou itératif. Le terme explicite est utilisé si la méthode de calcul est appliquée une fois par pas de temps et itératif si la méthode calcul est répétée jusqu'à obtenir la convergence des inconnues des équations d'équilibre mécanique et d'écoulement.
- Dans l'approche totale, les équations d'équilibre mécanique et d'écoulement sont résolues simultanément (i.e. dans le même simulateur). On souligne que les méthodes de couplages partiel itératif et total conduisent théoriquement à la même solution [Settari and Walters, 1999].

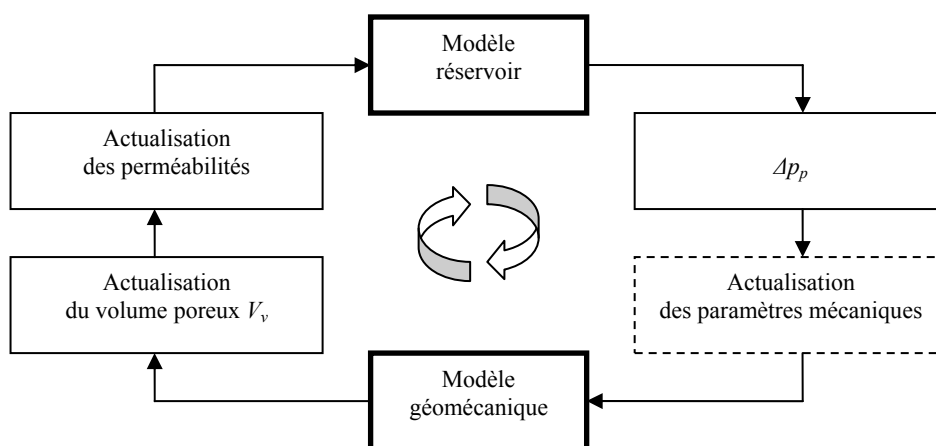


Figure 6.1 : Couplage partiel : échanges de données entre les simulations réservoirs et géomécaniques durant une itération d'après [Longuemare et al., 2002]

Dans le cas d'un couplage partiel et si l'on considère un milieu saturé par une seule phase, l'historique du champ de pression de pore est introduit dans le modèle géomécanique en tant que chargement. La simulation géomécanique permet de calculer les champs de déformation et de contrainte et les variations du volume poreux. Ce calcul permet d'estimer la correction de porosité à apporter à la porosité (lagrangienne) et aux perméabilités utilisées dans le simulateur réservoir. L'ensemble de ces « actualisations » est introduit dans le modèle réservoir pour débiter la prochaine itération ou le pas de temps de suivant.

---

Dans notre cas, la méthode utilisée est qualifiée de « one way coupling ». L'historique des pressions de pore est extrait de la simulation réservoir et introduit dans la simulation géomécanique sous forme de chargement afin de calculer un nouvel état d'équilibre mécanique. Mais les effets mécaniques ne sont pas reportés sur la simulation réservoir. Les résultats de la simulation géomécanique sont uniquement utilisés pour analyser les évolutions des champs de contrainte et de déformation durant la production.

La modélisation géomécanique a été réalisée avec le code éléments finis ABAQUS. Le modèle géomécanique est issu d'une simplification du modèle de réservoir auquel on ajoute une structure encaissante. L'objectif est de calculer les champs de contrainte et de déformation, aux différents pas de temps de la simulation d'écoulement, dans le réservoir et dans les formations encaissantes. On souligne que le calcul des champs de contrainte et de déformation s'effectue par un calcul hydromécanique dans le réservoir et mécanique dans les épontes. En effet, la pression de pore est considérée comme un degré de liberté uniquement dans le réservoir et n'est pas définie dans la structure encaissante. Ainsi, la structure encaissante est modélisée par des éléments non poreux, i.e. aucun écoulement ne se produit.

## 6.2 Descriptif du modèle

La construction du modèle géomécanique s'effectue en plusieurs étapes à partir de la structure réservoir. Premièrement, la géométrie de la structure encaissante « habillant le réservoir » est définie. Cette structure regroupe l'ensemble des formations encaissantes (latérales, supérieure et inférieure), la géométrie du réservoir étant issue de la simulation d'écoulement. Deuxièmement, un maillage est affecté à la structure ainsi définie. Troisièmement, le modèle est découpé en différentes zones selon l'appartenance à une lithologie disposant de propriétés mécaniques similaires. La construction du modèle géomécanique étudié a été établie par Vidal-Gilbert [2005].

### 6.2.1 Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle

Le modèle géomécanique est constitué du réservoir et des épontes qui servent à habiller le réservoir pour pouvoir représenter au mieux son environnement et imposer des conditions aux limites les plus proches possibles de la réalité. La structure encaissante se décompose en trois parties : l'underburden (dessous de la structure), le sideburden (épontes latérales) et l'overburden (épontes supérieures).

La figure 6.2 présente le maillage et la géométrie utilisés pour le réservoir et sa structure encaissante horizontale. Les dimensions du réservoir de géométrie rectangulaire sont de  $3420 \times 5040$  m<sup>2</sup> dans la direction horizontale et de 90 m dans la direction verticale. Il se décompose en cinq couches et se situe à environ 2500 m de profondeur au sein de la structure encaissante modélisée par un massif à section horizontale rectangulaire de  $13680 \times 15120 \times 2977$  m<sup>3</sup>. Le sideburden ajoute une extension latérale égale à 1,5 fois la taille du réservoir de chaque côté.

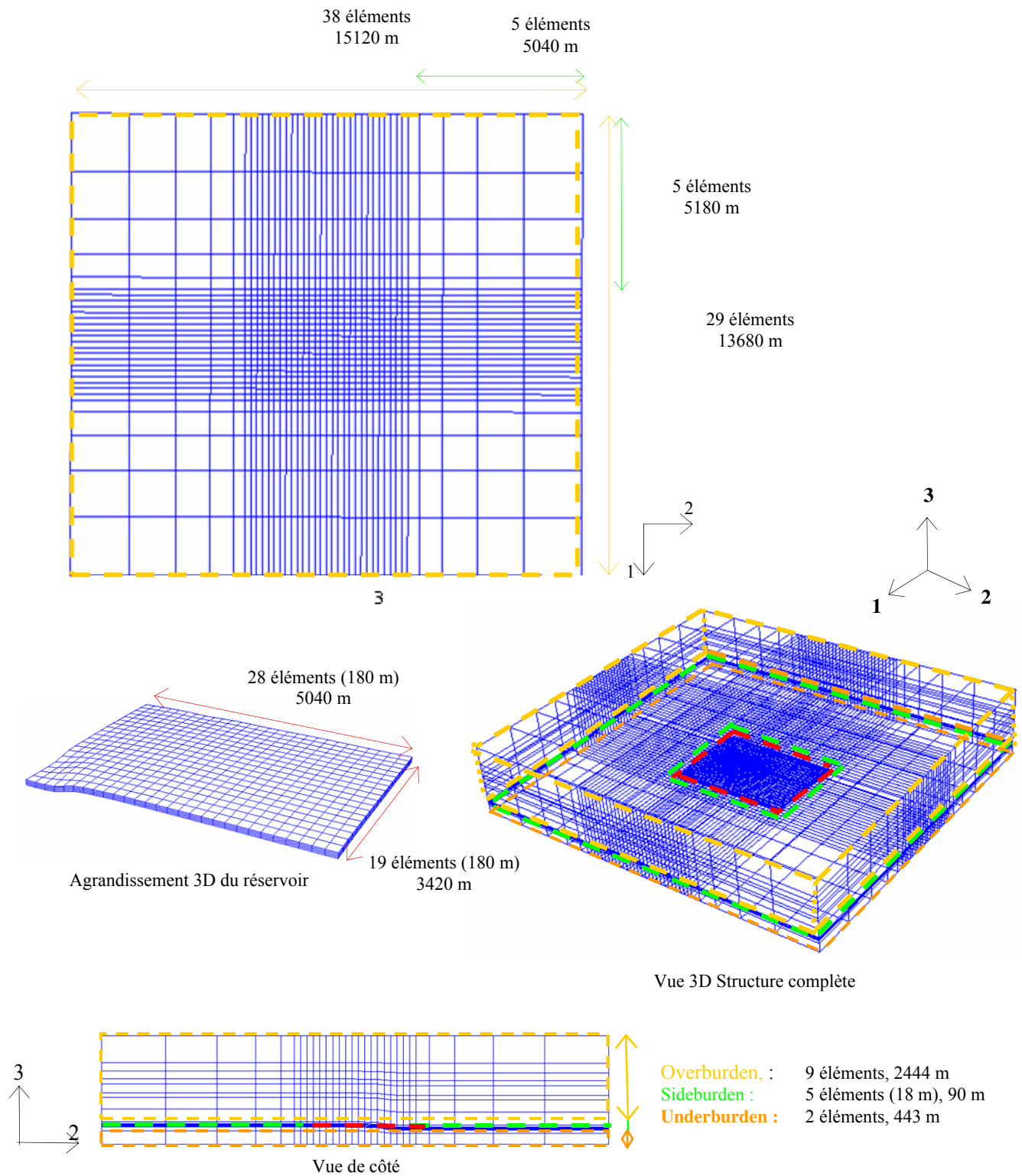


Figure 6.2 : Modèle géomécanique : description des dimensions et du nombre de mailles de chacune des quatre parties du modèle.

L'overburden se décompose en neuf couches d'épaisseur et de propriétés variables, dont les couches 8 et 9 qui correspondent aux couches couverture empêchant la migration des hydrocarbures vers la surface. L'underburden est constitué de seulement deux couches. Au total, le modèle se décompose en



16 couches auxquelles sont affectées des propriétés pétrophysiques et mécaniques définissant différentes rock zones (zones composées des mêmes propriétés). On note qu'au niveau des couches 10 à 14 contenant le réservoir, le sideburden (constituant les épontes latérales) est associé à une rock zone indépendante dont les caractéristiques sont proches des couches couverture.

Les conditions aux limites appliquées à la structure sont de type œdométrique : les déplacements verticaux (direction 3) sont empêchés au niveau de la surface inférieure et les déplacements horizontaux (directions 1 et 2) sont bloqués sur les surfaces latérales de la structure.

Le modèle comprend six puits producteurs situés au centre de la structure. Six puits injecteurs d'eau sont placés autour des puits producteurs et un puits injecteur de gaz est foré au centre du réservoir. Les puits producteurs (P-1 à 6) sont localisés dans la zone de plus forte saturation en huile et drainent celle-ci dans les couches de plus forte perméabilité (couches 1, 3 et 5, du réservoir). Les puits injecteurs d'eau sont actifs dans les couches 3, 4 et 5, du réservoir et sont situés à l'extérieur de la zone de forte saturation en huile. Le puits injecteur de gaz est situé au centre des puits producteurs et injecte le gaz dans la couche 1 du réservoir. Les localisations des différents puits sont indiquées sur la figure 6.3.

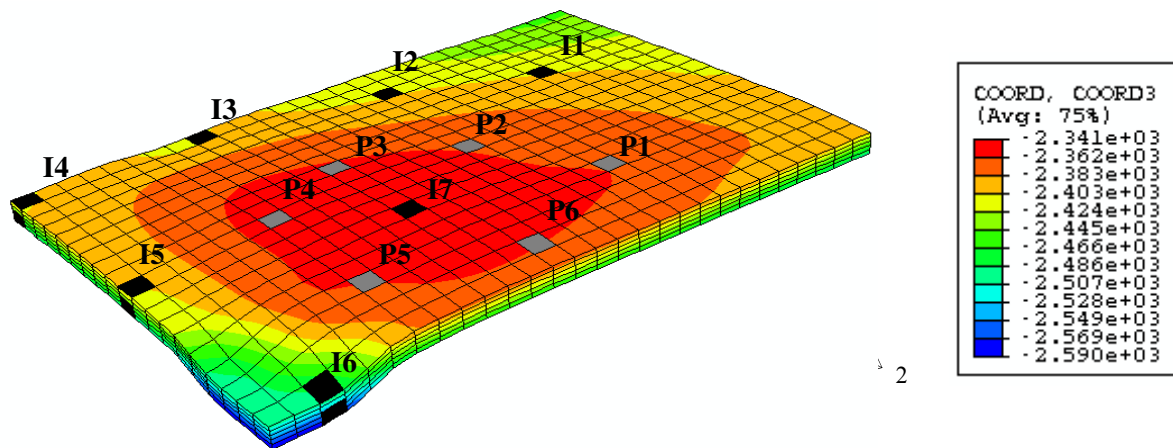


Figure 6.3 : Réservoir (exagération verticale (Z\*2)): représentation de la profondeur des éléments du réservoir et localisation des puits producteurs (Pi) et des puits injecteurs (Ii) dans le plan du réservoir

## 6.2.2 Données de production

Durant la production du champ, trois campagnes sismiques ont été réalisées. La première campagne a eu lieu au démarrage et la seconde après 6 ans (2192 jours) de production assistée par injection d'eau et de gaz. A cette date, le puits injecteur de gaz I7 a été fermé et les puits producteurs de P3 à P5 ont cessé de drainer de l'huile dans la couche 12 du réservoir. La troisième campagne sismique a eu lieu après 12 années (4383 jours) de production. Les périodes choisies pour les calculs des simulations réservoir et géomécanique sont concomitantes avec les dates des campagnes sismiques et un dernier pas de calcul a été ajouté pour clôturer la production après 18 années (6575 jours). Le calcul comprend 4 pas de temps : 0, 6, 12 et 18 ans.

L'historique de production issu de la simulation réservoir est imposé à chaque pas de temps et modifie le champ de pression de pore au sein du réservoir. La visualisation des champs de pression de pore dans le réservoir (issus de la simulation réservoir) aux différents pas de temps est présentée sur la figure 6.4.

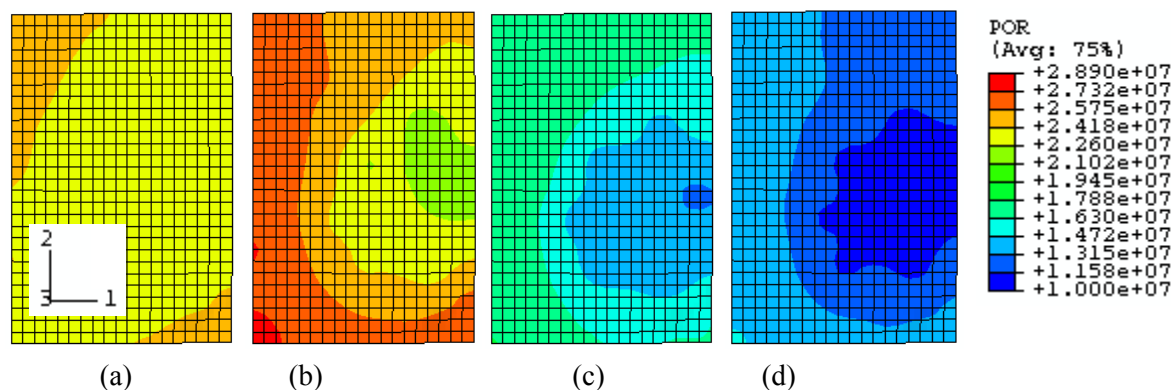


Figure 6.4 : Pressions de pore (POR) au toit du réservoir calculées par le logiciel FIRST aux différents pas de temps, (a) début, (b) 6 ans , (c) 12 ans et (d) 18 ans de production

La figure 6.5 donne l'évolution de la pression au niveau de différents puits.

- A l'instant initial, la pression de pore est de l'ordre de 24 MPa et égale à la pression hydrostatique.
- Après 6 ans de production, la pression de pore décroît légèrement dans la zone des puits producteurs et du puits injecteur de gaz, et se situe aux alentours de 23 MPa. Par contre, l'injection d'eau provoque une augmentation de la pression autour des puits injecteurs.
- Après 12 ans de production et la fermeture du puits injecteur de gaz (I7), la pression de pore de l'ensemble du réservoir chute de plus de 10 MPa.
- En fin de production, à 18 ans, la pression de pore a diminué sur l'ensemble du réservoir. Elle est minimale près des puits producteurs où elle atteint quasiment 11 MPa. Dans le reste du réservoir, elle ne dépasse pas 14 MPa.

Lors de la production, au niveau du réservoir la chute de pression est de l'ordre de 14 MPa pour une pression de pore initiale dans le réservoir d'environ 24 MPa.

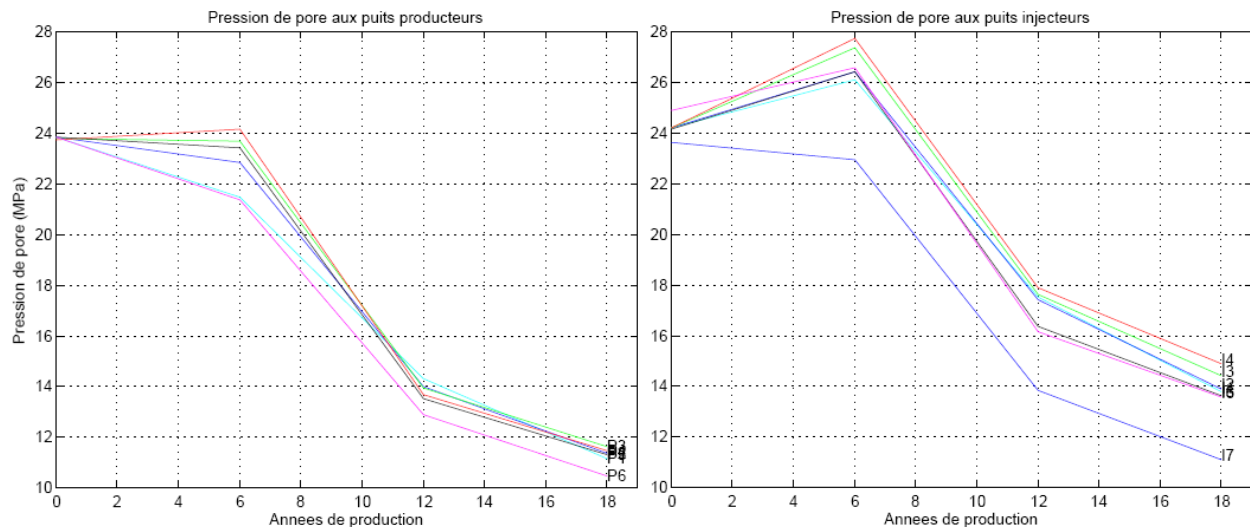


Figure 6.5 : Évolution de la pression de pore aux puits injecteurs et producteurs en fonction des années de production.

## 6.3 Comportement des couches couvertures durant la période de production

### 6.3.1 Paramètres du modèle

Après avoir décrit la structure du modèle et présenté l'historique de production, on s'intéresse au comportement de la couverture durant la production. Pour chaque rock zone, les paramètres du modèle sont :

pour les formations encaissantes (couverture comprise) :

- le module de Young non drainé  $E_w$ ,
- le coefficient de Poisson non drainé  $\nu_w$ ,
- la masse volumique saturée  $\rho$ ,
- les rapports des contraintes horizontales totales (mineure  $\sigma_h$  et majeure  $\sigma_H$ ) sur la contrainte verticale totale  $\sigma_v$  qui permettent de définir l'état de contrainte initial de la structure,

pour le réservoir :

- le module de Young drainé  $E$ ,
- le coefficient de Poisson drainé  $\nu$ ,
- la masse volumique sèche  $\rho_d$ ,
- la masse volumique du fluide  $\rho_f$ ,
- la porosité  $\Phi$ ,
- le coefficient de Biot ( $b = 1$ ),
- le module d'incompressibilité du fluide  $K_f$ ,
- la viscosité du fluide ( $\mu_f = 1 \cdot 10^{-3}$  Pa.s),
- la perméabilité intrinsèque ( $k = 1 \cdot 10^{-17}$  m<sup>2</sup>),

- les rapports des contraintes horizontales effectives (mineure  $\sigma_h'$  et majeure  $\sigma_H'$ ) sur la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  qui permettent de définir l'état de contrainte initial de la structure.

Tableau 6.1 : Propriétés mécaniques des différentes rock zones (1/2)

Situation	N° de couche	Profondeur du toit (m)	Épaisseur (m)	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_h/\sigma_v^*$	$\sigma_H/\sigma_v^*$	$\Phi$ (-)	$\rho_r$ (kg/m <sup>3</sup> )	$K_f$ (GPa)
Overburden	1	0,00	744		2270	0,65	0,85		1000	2,00
	2	744	242		2250					
	3	986	215		2500					
	4	1201	130		2450					
	5	1331	256		2600					
	6	1587	128		2500					
	7	1715	315		2450					
	8	2030	356		2400					
	9	2386	58		2500					
Sideburden	10 à 14	2444	90		2600					
Réservoir	10	2444	18	2083	2396	0,4	0,75	0,33	948	2,03
	11	2462	18	2352	2508			0,17	918	1,90
	12	2480	18	2200	2446			0,26	948	2,03
	13	2498	18	2292	2490			0,21	944	2,00
	14	2516	18	2276	2485			0,22	948	2,03
Underburden	15	2534	100		2600	0,65	0,85		1000	2,00
	16	2634	343		2600	0,65	0,85			

\* Rapport des contraintes effectives (de Terzaghi) pour le réservoir et rapport des contraintes totales pour le reste de la structure

Tableau 6.2 : Propriétés mécaniques des différentes rock zones (2/2)

PUNQ		Cas raide		Cas compressible	
Situation	N° de couche	E (*) (GPa)	v (*) (-)	E (*) (GPa)	v (*) (-)
Overburden	1	4,10	0,33	4,10	0,33
	2	2,60	0,33	2,60	0,33
	3	25,60	0,28	25,60	0,28
	4	5,80	0,32	5,80	0,32
	5	42,00	0,29	42,00	0,29
	6	13,50	0,29	13,50	0,29
	7	24,00	0,29	24,00	0,29
	8	20,00	0,22	6,50	0,3
	9	30,00	0,22	6,50	0,3
Sideburden	10 à 14	30,00	0,3	6,00	0,3
Réservoir	10	4,00	0,26	0,80	0,26
	11	5,00	0,29	1,00	0,29
	12	4,00	0,25	0,80	0,25
	13	5,00	0,26	1,00	0,26
	14	5,50	0,24	1,10	0,24
Underburden	15	40,00	0,3	40,00	0,3
	16	40,00	0,3	40,00	0,3

\* Paramètres drainés pour le réservoir et non drainés pour le reste de la structure

Pour la construction du modèle et la définition de ses propriétés mécaniques, une analogie est établie par Vidal-Gilbert [2005] avec une série de couches géologiques identifiées dans le bassin parisien jusqu'aux grès du Rhétien [Bush et Crampin, 1991].

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement de la couverture (couches 8 et 9) durant la production. Dans ce cadre, différentes simulations ont été réalisées pour évaluer l'influence des propriétés mécaniques du réservoir et de la couverture. Les paramètres modifiés sont le module de Young et le coefficient de Poisson. Les propriétés des différentes rock zones sont présentées dans les tableaux 6.1 et 6.2.

Deux cas sont testés : un cas raide et un cas compressible. Les modules élastiques de l'ensemble réservoir / sideburden / couverture (couches 8 et 9) pour le cas raide étant cinq fois plus élevés que les modules du cas compressible. Pour établir une analogie avec des cas réels : le cas raide peut correspondre à l'association d'un réservoir gréseux et d'une couverture composée de roches argileuses du type Wyoming shales [Green et al., 1973] et le cas compressible représente l'association d'un réservoir faiblement consolidé surmonté par une couverture formée par des roches du type des argilites de Meuse / Haute-Marne.

Dans le modèle géomécanique, le réservoir a un comportement hydromécanique modélisé par une loi poroélastique linéaire, les paramètres d'entrée sont les paramètres drainés.

$$d\varepsilon = \frac{1+\nu}{E} d\sigma - \frac{\nu}{E} tr d\sigma + \frac{b}{3K} dp_p \quad (3.71)$$

On rappelle que les champs de pression de pore issus de la simulation réservoir sont imposés comme chargement à chaque pas de temps. La structure encaissante (underburden, sideburden et overburden) a un comportement mécanique modélisé par une loi élastique linéaire utilisant les paramètres non drainés. En raison des différences de perméabilité entre ces couches et le réservoir, les mécanismes de diffusion des pressions de pore à travers la couverture et le sideburden sont négligés, i.e. les paramètres non drainés sont supposés les plus représentatifs de leur comportement.

$$d\varepsilon = \frac{1+\nu}{E} d\sigma - \frac{\nu}{E} tr(d\sigma) \quad (6.5)$$

Les contraintes calculées sont les contraintes effectives de Terzaghi dans le réservoir et les contraintes totales dans le reste du modèle. Pour établir une comparaison entre les champs de contrainte issus du réservoir et de la structure encaissante, une contrainte pseudo effective est définie. Elle est prise égale aux contraintes totales auxquelles on ajoute la pression de pore dont le profil est supposé hydrostatique dans le reste de la structure.

### 6.3.2 Etape initiale et équilibre géostatique

Le champ de contrainte verticale initiale est considéré égal au poids des terres et le champ de contrainte horizontale initial est défini par un rapport entre les contraintes horizontales mineure et majeure, et verticale représentatif des bassins sédimentaires (cf. tableau 6.1).

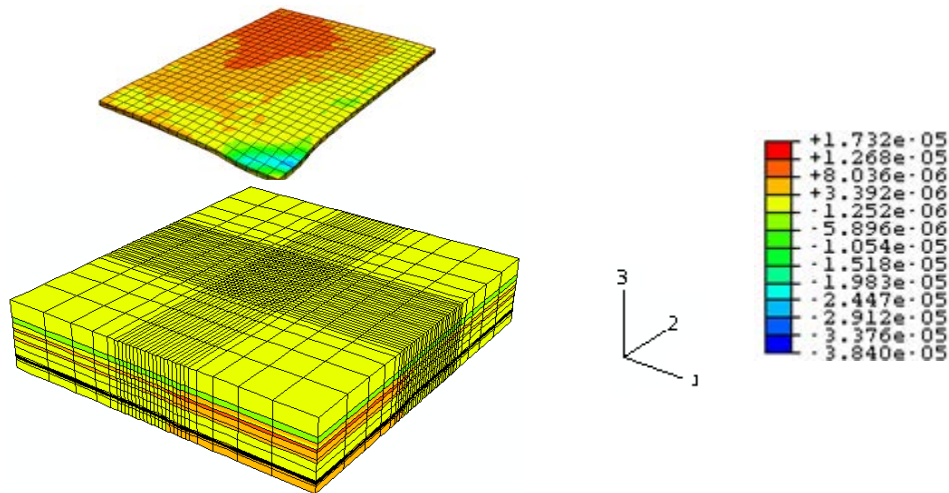


Figure 6.6 : Déformations volumiques au pas géostatique

La simulation débute par le calcul d'un pas géostatique. Cette étape permet de vérifier que le champ de contrainte initial est en équilibre sous chargement gravitaire. L'état d'équilibre obtenu est dit géostatique. Idéalement, les déformations engendrées par ce calcul ne sont pas significatives. Sinon, il faut redéfinir l'état initial de la structure de façon à minimiser les déformations.

Dans notre cas, la déformation volumique est de l'ordre de  $10^{-6}$  sur la majorité de la structure (cf. figure 6.6). Elle est plus élevée ( $10^{-5}$ ) dans les épontes les moins rigides (couches 2, 4 et 6) et dans le réservoir. Ces déformations, très faibles, valident les conditions initiales.

### 6.3.3 Résultats et discussions

A présent, on s'intéresse aux résultats de la simulation géomécanique après 18 ans de production (résultats au pas de temps 4). On rappelle que la pression de pore dans le réservoir a alors diminué de 14 MPa.

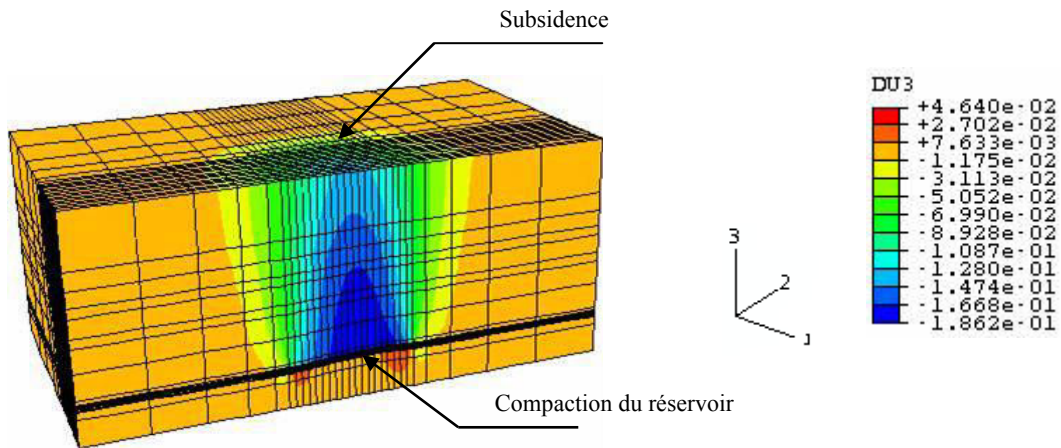


Figure 6.7 : Déplacements verticaux (DU3) en fin de production (cas raide)

Globalement, la diminution de la contrainte effective (qui correspond à une augmentation de l'intensité de la compression) générée par la diminution de la pression de pore dans le réservoir entraîne une compaction du réservoir. Cette modification du champ de déformation se répercute à travers les épontes, jusqu'à la surface où un phénomène de subsidence est observé (de l'ordre de 15 cm).

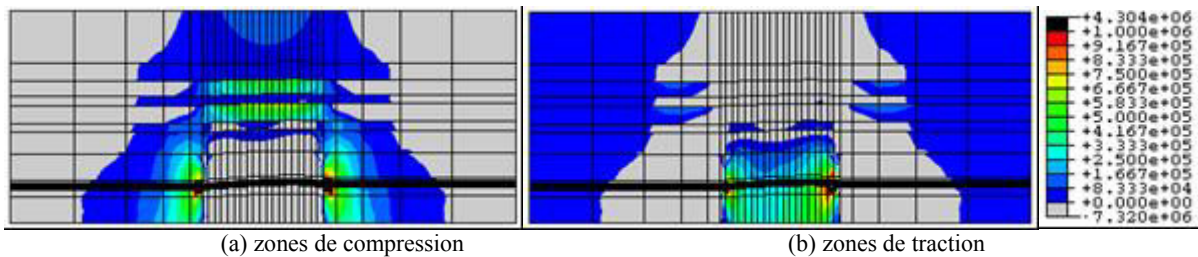


Figure 6.8 : Arche des contraintes moyennes résultant de la déplétion du réservoir (cas raide)

La figure 6.8 présente les variations du champ de contrainte moyenne dans le plan médian vertical entre l'instant initial et la fin de production. Les zones de compression (a) sont localisées près des bords latéraux du réservoir et dans la zone supérieure de la structure, en particulier dans les couches les plus rigides. Directement au toit du réservoir, on observe une zone de traction (b). On souligne que la forte accumulation des contraintes au niveau des angles du réservoir est en partie attribuable à sa géométrie rectangulaire. La répartition globale des contraintes illustre le phénomène d'arche de contrainte qui apparaît lorsque la pression de pore diminue localement.

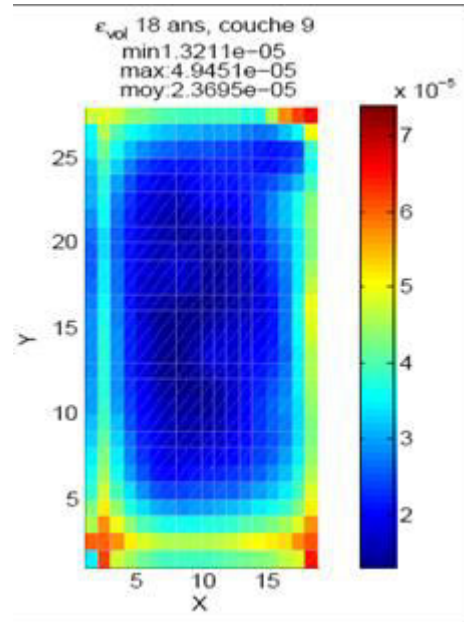
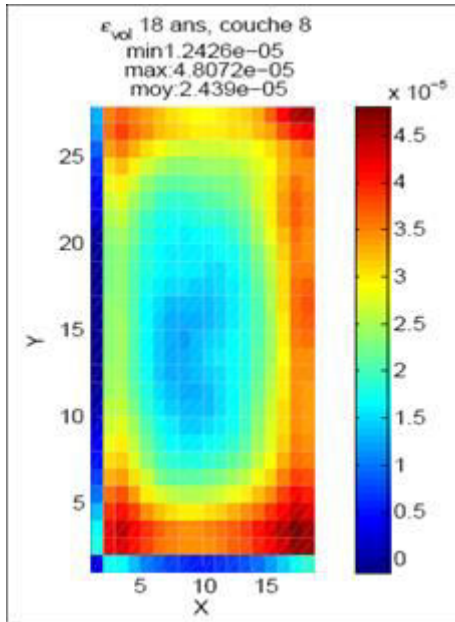


Figure 6.9 : Champs de déformation volumique des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas raide

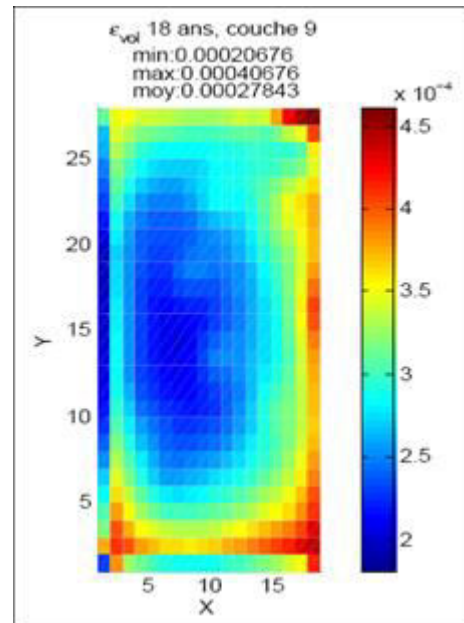
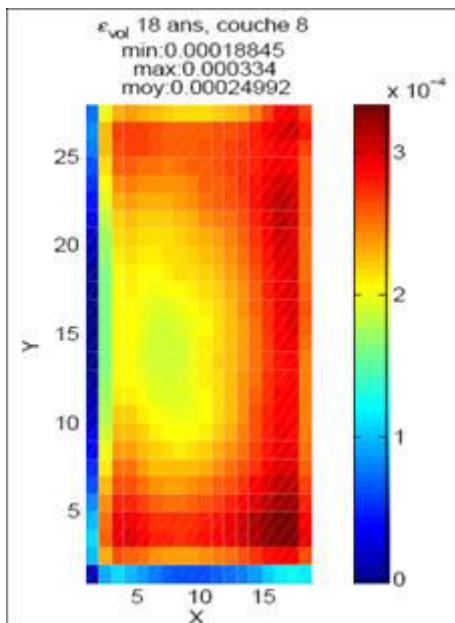


Figure 6.10 : Champs de déformation volumique des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas compressible

Au toit du réservoir, la couverture représentée par les couches 8 et 9 est étirée en raison du phénomène d'arche de contrainte apparaissant dans la structure.



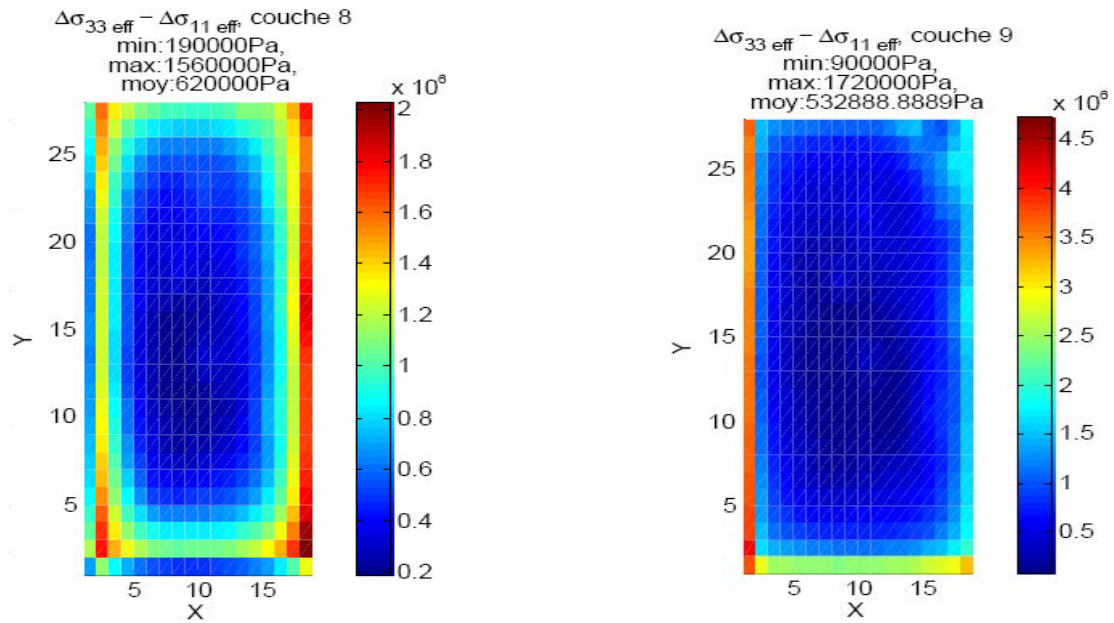


Figure 6.11 : Champs du déviateur de contrainte des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas raide

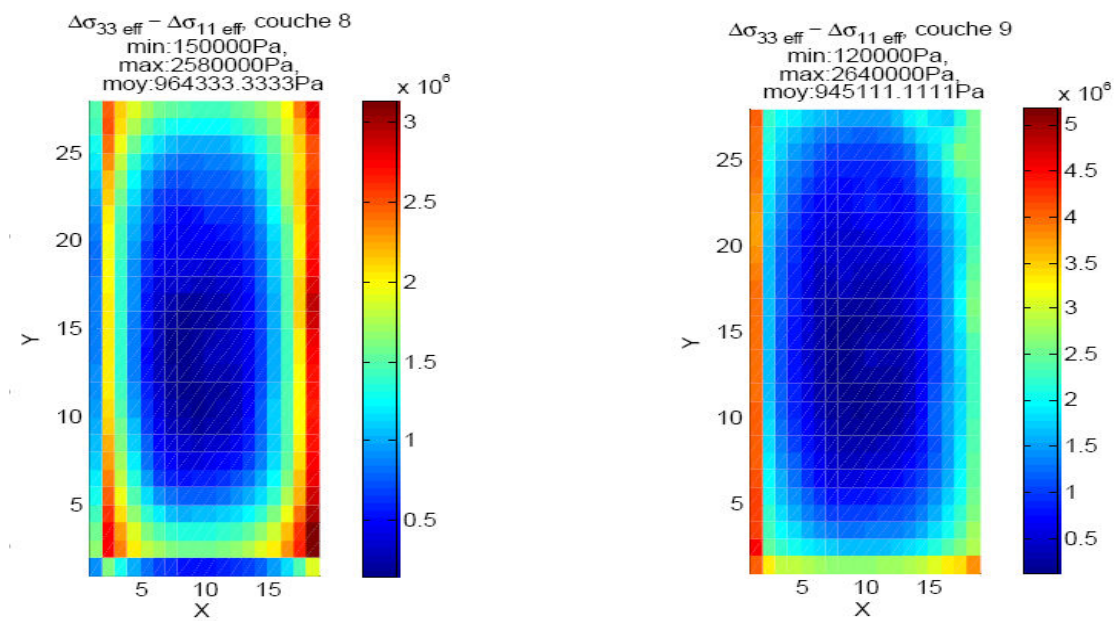


Figure 6.12 : Champs du déviateur de contrainte des couches 8 et 9 au pas de temps 4 pour le cas compressible

Les champs du déviateur de contrainte des couches 8 et 9 mettent en évidence un relâchement des contraintes de cisaillement dans la couverture au niveau du toit du réservoir pour les cas raide et compressible.

Entre l'état initial et la fin de production du champ pétrolier (pas de temps 4), la déplétion du réservoir et la transmission des champs de contrainte et de déformation aux formations encaissantes engendrent un relâchement des contraintes dans la couverture pour les cas raide et compressible. L'amplitude de variation des contraintes pseudo effectives reste faible en comparaison de la diminution des pressions de pore d'environ 14 MPa observée dans le réservoir. A titre d'exemple, la contrainte verticale

moyenne pseudo effective dans la couverture augmente de 1,8 MPa pour le cas raide et de 3,8 MPa pour le cas compressible (cf. tableau 6.3). Ainsi, dans l'étude considérée, la couverture est faiblement sollicitée : on observe un léger relâchement des contraintes dans la couverture au toit du réservoir. Cependant, on souligne que ce résultat est fortement influencé par la géométrie du modèle utilisée.

Tableau 6.3 : Variations des contraintes moyennes « pseudo effectives » dans la couverture après 18 ans de production

Cas	Couche	Etape	$p_p$ moy (MPa)	$\sigma_v'$ (MPa)	$\sigma_H'$ (MPa)	$\sigma_h'$ (MPa)
« Raide »	8	Initiale	21,7	-30,5	-23,0	-12,9
		$\Delta$ max		1,6	0,2	0,2
	9	Initiale	23,7	-31,7	-23,5	-12,4
		$\Delta$ max		1,8	0,5	0,5
« Compressible »	8	Initiale	21,7	-30,5	-23,0	-12,9
		$\Delta$ max		3,5	1,0	1,0
	9	Initiale	23,7	-31,7	-23,5	-12,4
		$\Delta$ max		3,8	1,5	1,6

Les contraintes « pseudo effectives » sont prises égales aux contraintes totales auxquelles on ajoute la pression de pore dont le profil est supposé hydrostatique dans le reste de la structure. Les valeurs proposées sont calculées sans les éléments de bords et adjacents pour éviter les effets de bords dus à la géométrie rectangulaire du réservoir

Si l'on dresse un parallèle entre les chemins de chargement appliqués durant les essais œdométriques et ceux observés dans la couverture durant la période de production du réservoir de ce cas simplifié, deux points ressortent :

- La contrainte maximale appliquée durant les essais est beaucoup plus faible que celle rencontrée dans la couverture au toit du réservoir enfoui à environ 2500 m (la contrainte axiale effective maximale appliquée durant les essais œdométriques est d'environ 20 MPa).
- Durant les cycles élastiques des essais œdométriques, l'amplitude de variation de la contrainte axiale (environ 5 MPa), appliquée pour mesurer les paramètres poroélastiques, reste supérieure à celle rencontrée lors de la déplétion du champ.

La plage de contrainte couverte par les essais œdométriques ne permet pas de reproduire les états de contrainte in situ pour les réservoirs enfouis. La mise au point d'essais triaxiaux sur ces matériaux permettrait d'élargir la gamme de contraintes explorée.

Le relâchement et l'amplitude de variation des contraintes observés dans la couverture valide, pour les cas considérés, l'utilisation d'une loi élastique pour modéliser le comportement de la couverture. Des calculs sur des structures plus complexes, comportant en particulier des failles, sont nécessaires pour approfondir cette analyse.

---

---

## Conclusion générale

Les roches argileuses, notamment les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne, sont des matériaux complexes : leurs propriétés physico-chimiques, mécaniques et hydrauliques, dépendent de leur composition minéralogique, des fluides interstitiels et de leur organisation structurale (mode d'assemblage des différents constituant de la roche lié aux modes de sédimentation et de consolidation). Leur comportement est particulièrement difficile à caractériser expérimentalement du fait des difficultés de carottage, de leur très faible perméabilité et de leur sensibilité à l'eau.

L'analyse bibliographique conduite dans cette étude a permis de rassembler des données disponibles dans la littérature sur les roches argileuses en mettant l'accent sur les problématiques expérimentales. Ces données proviennent majoritairement d'études sur de possibles sites de stockage de déchets nucléaires et du milieu pétrolier (essentiellement dans le domaine du forage). Cependant, elles restent peu nombreuses et les procédures expérimentales sont souvent mal renseignées. La plupart des essais réalisés sur ce type de matériau sont généralement effectués sans contrôle des conditions hydriques (état de saturation incertain, absence de contrôle des pressions de pore) et les vitesses de chargement sont élevées en comparaison des temps de diffusion caractéristiques. Ces lacunes dans les protocoles conduisent à des artefacts dans la détermination des paramètres mécaniques (augmentation des modules élastiques et des limites de rupture avec la diminution de l'état de saturation). En raison des difficultés à quantifier l'influence des différents phénomènes cités, on peut s'interroger sur la représentativité du comportement du matériau observé au laboratoire par rapport au comportement du matériau *in situ*. Ces résultats soulignent l'importance des couplages hydromécaniques dans le comportement des matériaux argileux, et donc la nécessité de contrôler l'état de saturation du matériau et de respecter les temps de stabilisation des pressions interstitielles.

L'évolution de la microstructure de l'argilite de Tournemire a été étudiée en soumettant un échantillon parallélépipédique lyophilisé à un chargement uniaxial associé à une méthode de corrélation d'images numériques obtenues au MEB. Bien que l'impact de la lyophilisation sur le comportement mécanique des roches argileuses ne soit pas pris en compte, plusieurs observations ont pu être réalisées. Les champs des déformations équivalentes sont apparus homogènes durant les phases de chargement où la courbe contrainte / déformation est linéaire : hormis une microfissure se propageant depuis la base de l'échantillon (préférentiellement au sein de la matrice argileuse et contournant les clastes de résistance plus élevés), aucun phénomène de localisation des déformations n'a été observé. Un résultat essentiel de cette étude a été de caractériser les dimensions caractéristiques d'un volume élémentaire représentatif (V.E.R) pour l'argilite de Tournemire. La taille de ce V.E.R très inférieure aux dimensions des échantillons œdométriques valide l'utilisation des essais œdométriques pour caractériser le comportement poroélastique de l'argilite de Tournemire.

Les phénomènes de couplage hydromécanique ont été étudiés via la théorie de la mécanique des milieux poreux [Coussy, 2004] en mettant l'accent sur le cas isotrope transverse et les équations de diffusion. Les résultats obtenus montrent que, pour caractériser le comportement poroélastique d'un matériau isotrope transverse à très faible perméabilité, de la manière la plus complète possible et en

---

réduisant au maximum les temps d'attente entre chaque incrément de chargement nécessaires à l'obtention des équilibres hydromécaniques, l'essai œdométrique apparaît comme la solution la plus viable (par rapport aux essais triaxiaux). De plus dans le cadre d'un matériau isotrope transverse, nous montrons qu'il est théoriquement possible de déterminer les composantes du tenseur de rigidité (sauf le paramètre  $c_{44}$ ), et du tenseur de Biot à condition de :

- disposer des mesures du déplacement axial, de la pression de pore, de la contrainte axiale et de la contrainte radiale,
- réaliser trois cycles élastiques successifs : deux cycles de chargement mécanique (drainé et non drainé) et un cycle de chargement hydromécanique,
- travailler sur deux échantillons usinés parallèlement et perpendiculairement au litage.

A l'issue de la campagne expérimentale, un premier jeu de paramètres poroélastiques isotropes transverses pour l'argilite de Tournemire est proposé. Ce jeu reste incomplet en raison des difficultés rencontrées, notamment lors de l'étape de saturation. Les paramètres non drainés et le module de Biot ne peuvent être mesurés directement du fait du défaut de saturation des argilites subsistant même après différentes phases de resaturation. Les paramètres les plus fiables sont issus des cycles drainés et hydromécaniques où la pression de pore est imposée. Il est préférable d'estimer les paramètres non drainés indirectement à partir des paramètres déterminés à partir des cycles drainés et hydromécaniques.

En complément de l'étude expérimentale, les simulations numériques réalisées sous Code\_Aster ont permis de simuler a posteriori les essais œdométriques pour aider à la compréhension de l'influence des propriétés poromécaniques (dans les cas isotrope et isotrope transverse), en particulier de la faible perméabilité, sur le comportement observé des échantillons. Une méthode numérique pour estimer la perméabilité intrinsèque des roches argileuses à partir des essais œdométriques de caractérisation du comportement poromécanique est finalement proposée. Les résultats obtenus sont cohérents avec les valeurs issues de la littérature sur ces mêmes matériaux et valident la démarche suivie. Son principal intérêt est de prendre proprement en compte les couplages hydromécaniques intervenant dans la détermination de la perméabilité intrinsèque, contrairement à la méthode du pulse test basée sur des hypothèses ne respectant pas la théorie des milieux poreux. Cependant, l'application de cette méthode, reposant sur une condition de flux nul au niveau du contact entre l'échantillon et la cellule, se limite aux matériaux argileux gonflants, tels que les argilites de Tournemire et de Meuse / Haute-Marne.

L'intérêt majeur de la démarche suivie est de permettre d'accéder, théoriquement, à l'ensemble des paramètres intervenant dans le couplage hydromécanique (les paramètres poromécaniques de manière directe et la perméabilité intrinsèque de manière indirecte) à partir d'un même échantillon (ou deux échantillons dans le cas isotrope transverse).

Enfin, l'étude du comportement des roches couverture des réservoirs pétroliers à grande échelle, réalisée sur un cas synthétique 3D, a permis d'étudier les variations du champ de contrainte au sein des couvertures en cours de production. La modélisation géomécanique a été effectuée avec différentes propriétés mécaniques pour le réservoir et la couverture dans le cadre d'un couplage partiel avec la

---

simulation réservoir. Dans le cas étudié, le relâchement et l'amplitude de variation des contraintes calculés valide l'utilisation d'une loi élastique pour modéliser le comportement de la couverture. Des calculs sur des structures plus complexes, comportant en particulier des failles, sont nécessaires pour approfondir cette analyse.

---

## Références

AFNOR (1999), *Géotechnique, Tome 1: Essais de laboratoire*, pp. 225-230

Allais L., Bornert M., Betheau T. et Caldemaison D. (1994), *Experimental characterization of the local strain field in a heterogenous elastoplastic material*, *Acta Metal. & Mater.*, 42 (11), 3865-3880

ANDRA (2001), *Référentiel matériaux, Tome 2 : Les matériaux argileux*

ANDRA (2005), *Rapport 2005*

Aublive-Conil N. (2003), *Modélisation du comportement mécanique des argiles raides avec prise en compte de l'endommagement : application aux argilites de l'Est*, Thèse de doctorat de l'Université de Cergy-Pontoise.

Bauer-Plaindoux C., Tessier D., Ghoreychi M. (1998), *Propriétés mécaniques des roches argileuses carbonatées : importance de la relation calcite/argile*, *Compte Rendu Académie des Sciences de la terre et des planètes*, 326, 231-237

Bemer E., Longuemare P. and Vincké O. (2004), *Poroelastic parameters of Meuse/Haute-Marne argillites: Effect of loading and saturation states*, *Applied Clay Science*, 26, 359-366

Bemer E., Olivaud M., Szwarcbart M. (2003), *Etude du comportement poromécanique des argilites du futur site d'accueil de laboratoire souterrain de l'ANDRA: Influence de la saturation et faisabilité d'essais triaxiaux*, *Rapport IFP F122002*

Berest P., Billiaux D. Boulon M., Cornet F., David C., Duffaut P., Durville J-L., Gentier S., Giraud A., Ghoreychi M., Henry J-P., Homand F., Kondo D., Londe P., Pellet F., Sarda J-P., Shao J-F. et Souley M. (2000), *Manuel de mécanique des roches, Tome 1 : Fondements*

Biot M.A. (1941), *General theory of three-dimensional consolidation*, *Journal of Applied Physics*, 12 (2), 155-164

Biot, M.A. (1972), *Theory of finite deformations of porous solids*, *Indiana university mathematics journal*

Biot M.A. (1995), *Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid*, *Journal of Applied Physics*, 26 (2), 182-185

Blümling P., Bauer-Plaindoux C., Mayor J.C., Alheid H.J. and Fukaya M. (2002), *Geomechanical investigations at the underground rock laboratory Mont Terri, Hydromechanical and thermohydromechanical behavior of deep argillaceous rock: theory and experiments*. *Proceedings of the international workshop on geomechanics, Paris, 11-12 October 2000*, 275-283

Boisson J.Y., Cabrera J., Bertrand L. et Heitz J.F. (1998), *Mesures des très faibles perméabilités in situ et en laboratoire sur les argilites de Tournemire (Aveyron), Méthodologies comparées et effet d'échelle*, *Bulletin de la Société de Géologie*, 169 (4), 595-604

Boisson J.Y., Bertrand L., Heitz J.F. et Moreau-Le Golvan Y. (2001), *In situ and laboratory investigations of fluid flow through an argillaceous formation at different scales of space and time, Tournemire tunnel, Southern France*, *Hydrogeology Journal*, 9, 108-123

- 
- Bornert M. (1996). *Morphologie microstructurale et comportement mécanique caractérisations expérimentales, approches par bornes et estimations autocohérentes généralisées*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Bornert M. (2007), *Evaluation métrologique d'algorithmes de corrélation d'images numériques*. In Congrès Français de Mécanique, CFM 2007, Grenoble, France.
- Boutéca, M. (1992), *Elements of Poroelasticity for Reservoir*, Engineering. Rev. IFP, 47, 4, 479-490.
- Boutéca M., Sarda J.-P., Vincké O., Longuemare P., Bemer E., (2000), *Réflexions sur l'origine de l'évolution du coefficient de Biot des argilites au cours d'un chargement mécanique*, Rapport IFP F4304078
- Brace W. F., Walsh J. B., Frangos W. T. (1968), *Permeability of granite under high pressure*, Journal of Geophysical Research, 73 (6), 2225-2236
- Cabrera J., Beaucaire C., Bruno G., De Windt L., Genty A., Ramambasoa N., Rejeb A., Savoye S. et Volant P. (2001) *Projet Tournemire - Synthèse des programmes de recherche 1995-1999*. Rapport DPRE/SERGD 01-19.
- Charlez Ph. A. (1991), *Rock Mechanics, volume 1, Theoretical Fundamentals*, Editions Technip, Paris
- Charpentier D., Cathelineau M., Mosser-Ruck R., Bruno G., (2001), *Évolution minéralogique des argilites en zone sous-saturée oxydée: exemple des parois du tunnel de Tournemire (Aveyron, France)*, C. R. Acad. Sci. Paris, Sciences de la Terre et des planètes 332, 601-607
- Chen G.J. (2004), *Consolidation of multilayered half space with anisotropic permeability and compressible constituents*, International Journal of Solids Structures, 41, 4567-4586
- Chen S.L., Zhang L.M., Chen L.Z. (2005), *Consolidation of a finite transversely isotropic soil layer on a rough impervious base*, Journal of Engineering Mechanics, 131 (12), 1279-1290
- Chen S.L., Chen L.Z., Zhang L.M. (2005), *The axisymmetric consolidation of a semi-infinite transversely isotropic saturated soil*, 29, 1249-1270
- Chenevert M.E. and Sharma A.K (1991), *Permeability and effective pore pressure of shales*, Paper SPE 21918
- Chiarelli A-S (2000), *Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique de l'argile de l'Est*, Thèse de doctorat de l'Université de Lille 1
- Chiarelli A.S., Ledesert B., Sibai M., Karami M., Hoteit N. (2000), *Influence of mineralogy and moisture content on plasticity and induced anisotropic damage of a claystone : application to nuclear waste disposals*, Bulletin de la Société Géologique de France, 171 (6), 621-627
- Chiarelli A.S., Shao J.F., Hoteit N. (2003), *Modeling of elastoplastic damage behavior of a claystone*, International Journal of Plasticity, 19, 23-45
- Coll F. (2005), *Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains*, Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1
- Cook J.M., Sheppard M.C., and Houwen O.H. (1991), *Effects of strain rate and confining pressure on the deformation and failure of shale*, Paper SPE 19944



- 
- Cook J.M. (1999), *The effects of pore pressure on the mechanical and physical properties of shales*, *Oil and Gas Science and Technology*, 54 (6), 695-701
- Coussy O. (1991), *Mécanique des milieux poreux*, Editions Technip
- Coussy O. (2004), *Poromechanics*, Editions John Wiley & Spons
- Cowin S.C. (2003), *A recasting of anisotropic poroelasticity in matrices of tensor components*, *Journal of Transport in Porous Media*, 51, 35-36
- Danilatos G.D. (1998), *Foundations of environmental scanning electron microscopy*, *Adv. Electron. Electron Phys.* 71 109–250
- Delay J., Trouiller A., Lavanchy J.M. (2006), *Propriétés hydrodynamiques du Callovo-Oxfordien dans l'Est du bassin de Paris : comparaison des résultats obtenus selon différentes approches*, *C.R. Géoscience* 338, 892-907
- Dehandschutter B., Vanduycke S., Sintubin M., Vandenberghe N., Gaviglio P., Sizun J.P., Wouters L. (2004), *Microfabric of fractured Boom Clay at depth: a case study of brittle-ductile transitional clay behavior*, *Applied Clay Science* 26, 389-401
- Dormieux L., Bourgeois E. (2002), *Introduction à la micromécanique des milieux poreux*, Presse de l'Ecole des Ponts et Chaussées
- Doumalin P. (2000), *Microextensométrie locale par corrélation d'images numériques, Application aux études micromécaniques par microscopie électronique à balayage*, Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique (2000)
- Escoffier S. (2002), *Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne*, Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine
- Eslinger E. and Peaver D. (1988), *Clay minerals for petroleum geologists and engineers*, SEPM short course n°22
- Fabre G. (2005), *Fluage et endommagement des roches argileuses, évolution de la microstructure et modélisation phénoménologique*, Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1.
- Fleury M. (1998), *Caractérisation de structures poreuses par relaxométrie RMN*, *Oil & Gas Science and Technology* 53 (4)
- Fouché O., Wright H., Le Cléac'h, J-M., Pellenard P., (2004), *Fabric control on strain and rupture of heterogeneous shale samples by using a non conventional mechanical test*, *Applied Clay Science* 26, 367-387
- Gasc-Barbier M., Chanchole S. and Bérest P (2004), *Creep behavior of Bure clayey rock*, *Applied clay Science*, 26, 449-458
- Gaucher E., Robelin C., Matray J.M., Négrel G., Gros Y., Heitz J.F., Vinsot A., Rebours H., Cassagnabère A., Bouchet A. (2004), *ANDRA underground research laboratory : interpretation of the mineralogical and geomechanical data acquired in the Callovian-Oxfordian formation by investigative drilling*, *Physic and Chemistry of the Earth*, 9, 55-77
- Giraud A., Giot R., Homand F., Koriche A. (2007), *Permeability identification of a weakly permeable partially saturated porous rock*, *Transport in porous Media*, 69 (2), 259-280

- 
- Godefroy S. (2001), *Etude RMN de la Dynamique des Molécules aux Interfaces Solide/Liquide: des Matériaux Poreux Calibrés aux roches Pétrolifères*, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique
- Giot R. (2004), *Interprétation des mesures de contraintes par relaxation dans les formations argileuses profondes*, Thèse de doctorat de l'INPL
- Green S.J., Griffin M., Pratt H.R. (1973), *Stress-strain and failure properties of a porous shale*, Paper SPE 4242
- Grim R.E. (1968), *Clay Mineralogy*, Mac Graw-Hill Book Company
- Guillemot J. (1986), *Eléments de géologie*, Editions Technip
- Homand F., Giraud A., Escoffier S., Koriche A. et Hoxha D. (2004), *Permeability determination of a deep argillite in saturated and partially saturated conditions*, International Journal of Heat & Mass Transfer, 47 (14-16), 3517-3513
- Homand F., Shao J.-F., Giraud A., Auvray C., Hoxha D. (2006), *Pétrofabrique et propriétés mécaniques des argilites*, Compte Rendu Géoscience 338, 882-891
- Horseman S.T., Winter M.G and Entwistle D.C (1987), *Geotechnical characterization of Boom Clay in relation to the disposal of radioactive waste*, Nuclear Science and Technology EUR 1087
- Horseman S.T., Higgo J.J.W., Alexander J., Harrington J.F. (1996), *Water, gas and solute movement through argillaceous media*, Report CC-96/1, OECD Publications
- Horsrud P., Holt R.M., Sønstebo E.F., Svano G. and Bostrom B. (1994), *Time dependent borehole stability: Laboratory studies and numerical simulation of different mechanisms in shale*, Paper SPE 28060.
- Horsrud P., Sønstebo E.F. and Bøe R. (1998), *Mechanical and petrophysical properties of North Sea shales*, International Journal Rock Mechanical Mining Science, 35 (8), 1009-1020
- Horsrud P. (2001), *Estimating mechanical properties of shale from empirical correlations*, Paper SPE 56017
- Hsieh P.A., Tracy J.V., Neuzil C.E., Bredehoeft J.D., Silliman S.E. (1981), *A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks*, I Theory, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 18, 245-252
- IRSM (1989), *Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 26 (5), 415-426
- IRSM (1983), *Suggested Methods for determining the strength of the rock materials in triaxial compression: Revised version*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 20, 249-298
- Jeannin L., Mainguy M. and Masson R. (2005), *Comparison of couplings algorithms for geomechanical reservoir simulation*, Proceedings of the 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Anchorage, Alaska
- Kachanov (1992), *Effective elastic properties of cracked solids: critical review of some basic concepts*, Applied Mechanics Review, 45 (8), 305-335

- 
- Koriche M. A. (2004), *Caractérisation du comportement couplé des argilites de Meuse/Haute-Marne aux états saturé et partiellement saturé*, Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine
- Lin W. (1981), *Mechanical behavior of Mesaverde shale and sandstone at high pressure*, Paper SPE/DOE 9835
- Longuemare P., Mainguy M., Lemonier P., Onaisi A., Gérard C. and Koutsabeloulis N. (2002), *Geomechanics in reservoirs simulation : Overview of coupling methods and field case study*, Oil & Gas Science and Technology, Rev. IFP, 57 (5), 471-483
- Mainguy M. and Longuemare P. (2002), *Coupling Fluid Flow and Rock Mechanics: Formulations of the partial coupling between reservoir and geomechanical simulators*, Oil & Gas Science and Technology, 57 (4), 355-367
- Mitchell J.K. (1993), *Fundamentals of soil behavior*, 2nd ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, 111-130
- McKown A.F. and Ladd C.C (1981), *Effect of cementation of the compressibility of Pierre Shale, Geotechnical properties, behavior and performances of calcareous soils*, STP777
- Miehe B. (2004), *Modélisation de la zone endommagée induite par le creusement du puits d'accès au laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne (argilites de l'Est)*, Thèse de doctorat de l'Ecole des Mines de Paris
- Montes H.G., Duplay J., Martinez L., Escoffier S. and Rousset D. (2004), *Structural modifications of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions*, Applied Clay Science, 25 (3-4), 187-194
- Musy A. et Soutter M. (1991), *Physique du sol*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne Suisse
- Neuzil C.E., Cooley C., Silliman S.E., Bredehoeft J.D., Hsieh P.A. (1981), *A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks, II Application*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 18 , 245-252
- Neuzil C.E. (1994), *How permeable are clays and shales?* Water Resources Research, 30 (2), 145-150
- Niandou H. (1994), *Etude du comportement rhéologique et modélisation de l'argilite de Tournemire, applications à la stabilité des ouvrages*, Thèse de doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille
- Niandou H., Shao J.F., Henry J.P. and Fourmaintraux D. (1997), *Laboratory Investigation of the Mechanical behaviour of Tournemire shale*, International Journal Rock Mechanical Mining Science, 34 (1), 3-16
- Pham Q.T (2006), *Effets de la désaturation et de la resaturation sur l'argilite dans les ouvrages souterrains*, Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique
- Purcell W.R. (1949), *Capillary pressures – Their measurement using mercury and the calculation of permeability therefrom*, Petroleum Transactions AIME, 39-48
- Ramambasoa N. (2001), *Etude du comportement hydromécanique des argilites: Application au site de Tournemire*, Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique

- 
- Rejeb A., Humbert B., Vouille G. (1999) *Projet Tournemire programme mécanique, caractérisation du comportement mécanique au laboratoire*, IRSN, SERGD 99/07, avril 1999
- Romero E. (1999), *Characterization and thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated Boom clay: An experimental study*, PhD. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya
- Sammartino S., Siitari-Kauppi M., Meunier A., Sardini P., Bouchet A., Tevissen E. (2001), *An imaging method for the porosity of sedimentary rocks: Adjustment of the PMMA method. Example of a characterization of calcareous shale*, Journal of Sedimentary Research, 72, 937-943
- Sammartino S., Bouchet A., Pret D., Parneix J.C., Tevissen E. (2003), *Spatial Distribution of porosity and minerals in clay rocks from the Callovo-Oxfordian formation (Meuse/Haute - Marne, eastern France), Implications on ionic species diffusion and rock sorption capability*, Applied Clay Science, 23, 157-166
- Schmitt L. (1994), *Etude du soutènement hydraulique des puits pétroliers dans les argilites par l'essai triaxial à confinement fluide direct*, Thèse de doctorat de l'Institut national Polytechnique de Lorraine
- Schmitt L., Forsans T. and Santarelli F.J. (1994), *Shale testing and capillary phenomena*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 31 (5), 411-427
- Settari A. and Walters D.A. (1999), *Advances in coupled geomechanical and reservoir modeling with applications to reservoir compaction*, SPE Reservoir Simulation Symposium, Houston, Texas, 14-17 February
- Steiger R.P. (1992), *Quantitative determination of the mechanical properties of shales*, Paper SPE 18024
- Steiger R. P. (1993), *Advanced triaxial swelling tests on preserved shale cores*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 30 (7), 681-685
- Tessier (1984); *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux*, Thèse de Doctorat, Université Paris VII
- Van Damme H. (2002), *L'eau et sa représentation*, Mécanique des sols non saturés, Editions Lavoisier
- Valès F., Nguyen Minh D., Gharbi H. and Rejeb A. (2004), *Experimental study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire shale (France)*, Applied Clay Science, 26, 197-207
- Vidal S., Longuemare P., Huguet F. And Mechler P. (2002), *Reservoir parameters quantification from seismic monitoring integrating geomechanics*, Oil & Gas Science and Technology, 57 (5), 555-568
- Vidal-Gilbert S. (2005), *Description du calcul couplé ATHOS-ABAQUS, construction du modèle géomécanique*, Rapport IFP 58 483
- Vidal-Gilbert S. and Tisseau E. (2006), *Sensitivity analysis of geomechanical behavior on time-lapse seismic velocity modeling*, Paper SPE 100142
- Vincké O., Longuemare P., Bouteca M. and Deflandre J.P. (1998), *Investigation of the poromechanical behavior of shales in the elastic domain*, Paper SPE/ISRM 47589
- Wakim J. (2005), *Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses*, Thèse de doctorat de l'Ecole des Mines de Paris

---

Walder J. and Nur A. (1986), *Permeability measurement by the pulse-decay method: Effects of poroelastic phenomena and non linear pore pressure diffusion*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 23, 225-232

Wang H. F. (2000) *Theory of Linear Poroelasticity*, Princeton University Press

Wu B., Tan C.P., Aoki, T. (1997), *Specially designed techniques for conducting consolidated undrained triaxial tests on low permeability shales*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34 (3-4), 458

Wright H. (2001), *Rôle de la minéralogie, de la texture et de la structure dans la déformation et la rupture des argilites de l'Est*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées

Yven B., Sammartino S., Géraud Y., Homand F. and Villiéras F. (2007), *Mineralogy, Texture and Porosity of Callovo-Oxfordian Argillites of the Meuse/Haute-Marne Region (Eastern Paris Basin)*, Mémoires Société Géologique de France

Zhang C., Rothfuchs T. (2004), *Experimental study of the hydro-mechanical behavior of the Callovo-Oxfordian argillite*, Applied Clay Science, 26, 325-336

Zinszner B., Meynier P., Cabrera J. et Volant P. (2002), *Vitesse des ondes ultrasonores, soniques et sismiques dans les argilites du tunnel de Tournemire. Effet de l'anisotropie et de la fracturation naturelle*, Oil & Gas Science and Technology, 57 (4), 341-353

Zinszner B. and Pellerin F-M. (2007), *A Geoscientist's Guide to Petrophysics*, Edition Technip, pp. 248-261

---

## Annexes

### A.1 Annexe du chapitre 2

#### A.1.1 Mesure des caractéristiques physiques

##### a) *Mesure du volume total*

La mesure du volume total d'un échantillon peut être réalisée par immersion dans un bain de mercure. Le mercure, phase non mouillante par rapport au solide, ne pénètre pas le réseau poreux sans l'application d'une pression. Cette méthode permet d'obtenir une mesure précise. Cependant, en raison de la nocivité du mercure (les mesures sont réalisées à « l'air libre »), d'autres méthodes sont à présent privilégiées.

La méthode au kerdane (ou pétrole désaromatisé) permet de déterminer le volume total  $V$  d'un échantillon de dimensions quelconques. La procédure consiste à récupérer un échantillon après l'ouverture de la cellule (i.e. n'ayant pas trop subi de manipulations), puis à l'immerger dans du kerdane ( $\rho_k = 0,782 \text{ g/cm}^3$ ) jusqu'à saturation des pores périphériques (non remplis par de l'eau). Une fois la saturation périphérique atteinte, l'échantillon est sorti puis immergé à nouveau dans du kerdane. On mesure alors le volume de kerdane déplacé.

La pycnométrie à poudre (de verre) permet de mesurer le volume total de l'échantillon. Cette méthode repose sur le même principe que la méthode d'immersion dans un bain de mercure (cf. figure A.1). Dans un premier temps, un volume de poudre est mis en place dans la cellule sous vibration et pression contrôlées. La position du piston correspondante est repérée comme valeur de référence. Ensuite, l'échantillon est introduit dans la cellule en conservant le même volume de poudre. La poudre est remise en place autour de l'échantillon sous vibration et pression contrôlées et le volume total de l'échantillon est déduit de la différence de position du piston, la section de la cellule étant connue.

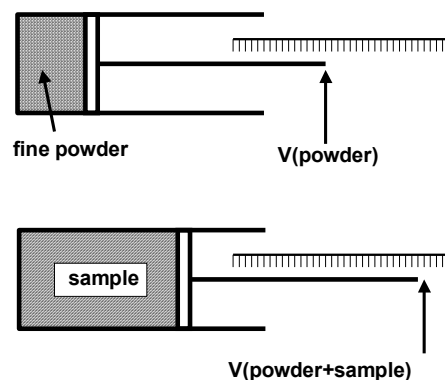


Figure A.1 : Mesure du volume total par pycnométrie à poudre

Pour les échantillons usinés, il est possible de mesurer les dimensions à l'aide d'un pied à coulisse. Plusieurs mesures doivent être effectuées dans différentes directions afin d'obtenir des dimensions moyennes. Cette méthode facile d'utilisation demeure moins précise.

b) *Mesure du volume solide*

La pycnométrie à hélium (ou à déplacement de gaz) permet de mesurer le volume solide, hors porosité occluse, d'un échantillon de forme régulière ou irrégulière. Le montage se compose de deux chambres de volumes connus séparées par une vanne de communication.

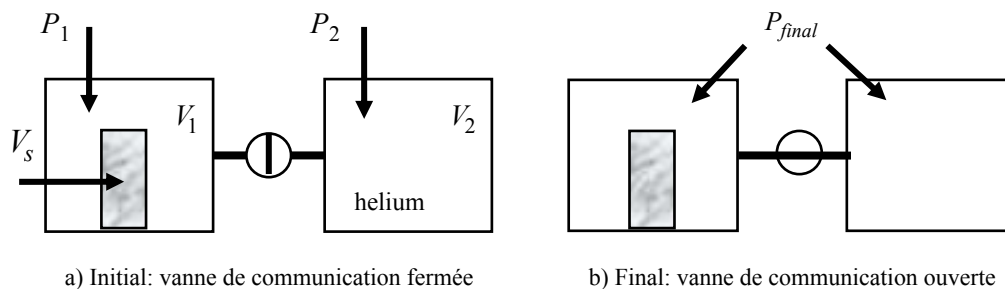


Figure A.2 : Mesure du volume solide par pycnométrie à hélium

Cette méthode est basée sur la loi des gaz parfaits (ou loi de Boyle). L'échantillon à analyser est introduit dans la chambre du pycnomètre de volume  $V_1$  dans laquelle on réalise le vide. Le gaz est confiné à la pression  $P_2$  dans la chambre de volume connu  $V_2$ . Il est ensuite libéré dans la chambre contenant l'échantillon par l'ouverture de la vanne de communication. La pression dans les deux chambres s'équilibre alors à une pression  $P_{final}$ . Les molécules d'hélium vont envahir l'ensemble de l'espace poreux accessible. Le volume solide est obtenu à partir de la loi de Boyle appliquée avant et après l'ouverture de la vanne de communication (cf. figure A.2).

$$P_1(V_1 - V_s) + P_2V_2 = P_{final}(V_2 + V_1 - V_s) \quad (\text{A.1})$$

Le choix de l'hélium permet d'éviter au maximum les problèmes de condensation dans les petits pores (effet Kelvin). Cette méthode est utilisée sur des échantillons (ou poudres) soumis à séchage par humidité contrôlée.

c) *Mesure de la masse volumique des grains*

L'échantillon préalablement séché en étuve avec humidité contrôlée est pesé. Le volume solide obtenu par pycnométrie à hélium, permet de déduire la masse volumique de la matrice solide.

d) *Mesure de la porosité*

La porosité peut être déduite :

---

- des masses volumiques sèche et spécifique :  $\Phi_\rho = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$ , (A.2)

- des volumes solide et total :  $\Phi_V = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{V - V_s}{V}$ , (A.3)

- par porosimétrie au mercure,
- par porosimétrie RMN.

Selon les méthodes de séchage employées, une partie de l'eau structurée des roches argileuses est susceptible de s'évaporer, ainsi ces méthodes peuvent fournir une surestimation de la porosité associée aux phénomènes de transport en englobant une partie de la porosité occupée par de l'eau structurée.

La porosimétrie au mercure [Purcell, 1949] s'effectue sur des échantillons séchés. Cette méthode basée sur la loi de Jurin-Laplace permet de tracer le volume de mercure ayant pénétré dans le réseau poreux en fonction du rayon d'accès de pore déterminé à partir de la pression d'injection du mercure sous l'hypothèse d'un réseau poreux constitué de capillaires. Les porosimètres actuels permettent d'appliquer des pressions atteignant 400 MPa afin de mettre en évidence des rayons d'accès de pore d'environ 1,8 nm.

Cette méthode donne accès à différentes natures de porosité.

- La porosité accessible (ou porosité totale au mercure) est déduite du volume de mercure injecté lors de la première injection.
- La porosité piégée est déduite du décalage entre les courbes de première et de seconde injection, qui montre qu'un volume de mercure a été piégé à l'intérieur de certains pores connectés.
- La porosité connectée et libre est déduite du volume de mercure injecté lors de la seconde injection.

Les valeurs  $\Phi_{\text{mercure}}$  présentées par la suite correspondent à la porosité accessible.

La relaxométrie par résonance magnétique nucléaire (RMN) appliquée aux milieux poreux permet d'obtenir une estimation qualitative de la porosité et de la distribution de pores du milieu. En effet, la RMN en milieux poreux est dominée par les effets de surface et c'est cette propriété physique qui est utilisée [Godefroy, 2001].

De manière simplifiée, les noyaux d'hydrogène (protons) peuvent être assimilés à des dipôles magnétiques en rotation autour de leur axe polaire. Dans un milieu poreux à l'état naturel, l'orientation de ces dipôles est aléatoire. Si l'on applique un champ magnétique  $B_0$ , les axes vont s'orienter parallèlement à ce champ (longitudinal) et l'aimantation des noyaux d'hydrogène va atteindre un équilibre  $M_0$ . L'application d'un second champ magnétique  $B_1$ , perpendiculaire au premier et donc transversal, entraîne la précession de l'axe du dipôle.



---

Les interactions champs magnétiques/protons ne sont pas instantanées, mais soumises à des constantes de temps (temps de relaxation) qui jouent un rôle majeur dans les applications pétrophysiques. Deux constantes de temps principales sont définies:

- le temps de relaxation longitudinale  $T_1$ , lié à la variation dans le temps de la magnétisation sous l'effet du champ magnétique statique  $B_0$ ,
- le temps de relaxation transversale  $T_2$ , lié à la variation de la composante de magnétisation  $B_1$ . Pour des raisons pratiques, on s'intéresse essentiellement aux temps de relaxation transversale  $T_2$ , car les temps de mesure sont beaucoup plus courts par rapport à la relaxation longitudinale  $T_1$  [Fleury, 1998].

La relaxation peut être influencée par les variations du champ magnétique local induites par la présence des noyaux voisins. Dans les solides, où les noyaux ne peuvent pas se déplacer, les variations locales liées aux champs magnétiques des noyaux voisins peuvent jouer à plein et entraîner des relaxations très rapides ( $T_2$  très petits). Dans les liquides, en revanche, les noyaux bougent si vite que les champs magnétiques locaux s'annulent par effet de moyenne et que le seul effet de relaxation est lié au retour de la magnétisation sur l'axe. Ainsi, dans les liquides,  $T_2$  tend vers  $T_1$ , sans jamais être plus grand.

Schématiquement, tout proton atteignant la couche de surface est relaxé avec une extrême rapidité. Ainsi, le temps de relaxation d'une masse fluide en milieu poreux est principalement conditionné par la rapidité avec laquelle les protons entrent en contact avec la couche de surface. Le paramètre majeur est ainsi un paramètre géométrique correspondant au rapport du volume à la surface de l'espace poreux,  $V/S$ . Un spectre RMN correspond à la courbe de distribution des amplitudes associées à un temps de relaxation transversale  $T_2$ . En première approximation, la surface sous cette courbe donne accès au volume contenant de la masse fluide et le spectre RMN peut être associé à la courbe de distribution du paramètre  $V/S$ .

On souligne que le paramètre  $V/S$  n'est pas équivalent à un rayon de pore et encore moins à un rayon de seuil de pore. Ainsi, l'analogie et la comparaison souvent faites avec le spectre porosimétrique au mercure peuvent prêter à confusion [Zinszner et Pellerin, 2007]. La porosimétrie au mercure investit le réseau poreux connecté et la porosimétrie RMN donne accès au volume contenant de la masse fluide (i.e. l'ensemble du volume poreux saturé occlus et connecté incluant la majeure partie de l'eau structurée).

---

### A.1.2 Composition des fluides synthétiques utilisés par Coll [2005]

Tableau A.1 : Fluide synthétique utilisé par Coll [2005] pour l'argile de Boom

Ions	Concentration (mg.L <sup>-1</sup> )
Na <sup>+</sup>	330,3
K <sup>+</sup>	13,1
Mg <sup>2+</sup>	2,6
Ca <sup>2+</sup>	4,0
Fe <sup>2+</sup>	1,3
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	849,9
Cl <sup>-</sup>	27,3
F <sup>-</sup>	5,0
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	0,2
B(OH) <sub>3</sub>	43,0

Tableau A.2 : Fluide synthétique utilisé par Coll [2005] pour l'argile à Opalinus

Ions	Concentration (* )
NaCl	12,38
KCl	0,12
MgCl <sub>2</sub>	1,61
CaCl <sub>2</sub>	2,86
SrCl <sub>2</sub>	0,08
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	2,00
NaHCO <sub>3</sub>	0,04

Les quantités de sels sont données en gramme d'agents chimiques anhydres par kg d'eau distillée ou déionisée (Eau synthétique pour l'argile à Opalinus, Type A1, Projet Mont Terri, TN-99-31, Pearson J.)

---

## A.2 Annexe du chapitre 4

### A.2.1 Composition des fluides synthétiques utilisés pour l'argilite de Meuse / Haute-Marne

Tableau A.3 : Fluide synthétique utilisé par Vincké [1998] pour l'argilite de Meuse / Haute-Marne

Ions	Concentration (mg.L <sup>-1</sup> )
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	<80
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	1300
Cl <sup>-</sup>	1030
Br <sup>2+</sup>	5,2
Ca <sup>2+</sup>	203
Mg <sup>2+</sup>	96,5
Na <sup>+</sup>	771
K <sup>+</sup>	8.3

Tableau A.4 : Fluide synthétique utilisé par Escoffier [2002] pour l'argilite de Meuse / Haute-Marne

Ions	Concentration (mg.L <sup>-1</sup> )
NaCl <sup>-</sup>	1755
CaCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	14.2
Si	≈1
Al	≈1

### A.2.2 Etalonnage des œdomètres

Afin de garantir des mesures fiables pour la détermination des paramètres poroélastiques, une campagne d'étalonnage poussée a été conduite sur les 3 œdomètres de l'IFP. Cette campagne a deux objectifs : répondre aux normes de qualité pour l'ensemble des capteurs et caractériser les frottements internes des cellules.

Chaque œdomètre est équipé de :

- un capteur de déplacement axial,
- deux capteurs de pression de ligne, un sur le circuit aval et un sur le circuit amont,
- un capteur de force pour la mesure du chargement axial,
- un capteur de contrainte radiale.

L'étalonnage des capteurs de force a été réalisé sur des bancs externes au LNE. Les capteurs de déplacement, de pression et de contrainte radiale ont été étalonnés sur site. L'étalonnage des capteurs de pression amont et aval a nécessité 4 étapes :

- modification des circuits hydrauliques pour permettre le raccordement de l'appareil d'étalonnage,
- mise en eau du circuit hydraulique après tirage au vide pour éviter le piégeage de bulles d'air,
- réalisation de 3 cycles successifs de charge/décharge de 0 à 15 MPa par paliers de 1,6 MPa avec un temps de stabilisation d'une minute,
- exploitation des mesures : correction des pentes et offsets et calcul des erreurs relatives.

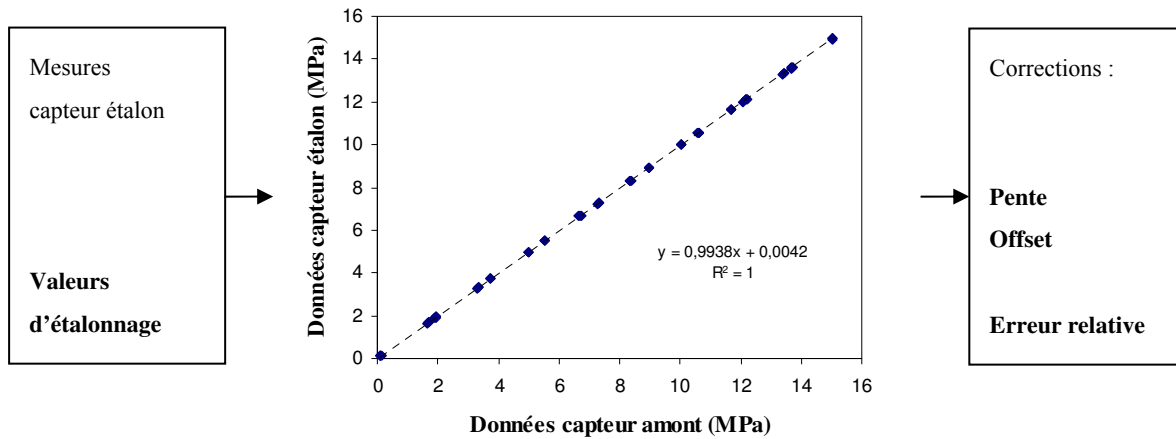


Figure A.3 : Etalonnage du capteur de pression amont (œdomètre n°1 - T248)

La cellule est remplie d'eau jusqu'à atteindre une hauteur représentative du niveau du piston en cours d'essai (hauteur équivalente au système : frittés + échantillon, cf. figure A.4). On précise que le capteur de contrainte radiale est constitué d'un ensemble de 4 jauges d'extensiométrie (2 verticales et 2 horizontales) montées en pont complet et collées à 90° les unes des autres à l'extérieur du tube interne de la cellule œdométrique. Le capteur de contrainte radiale fournit une mesure locale, il est donc important que la position du piston dans le tube interne soit représentative de celle qu'il aura en cours d'essai. Les essais sont réalisés à température constante (les œdomètres sont placés dans un local climatisé à  $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ).

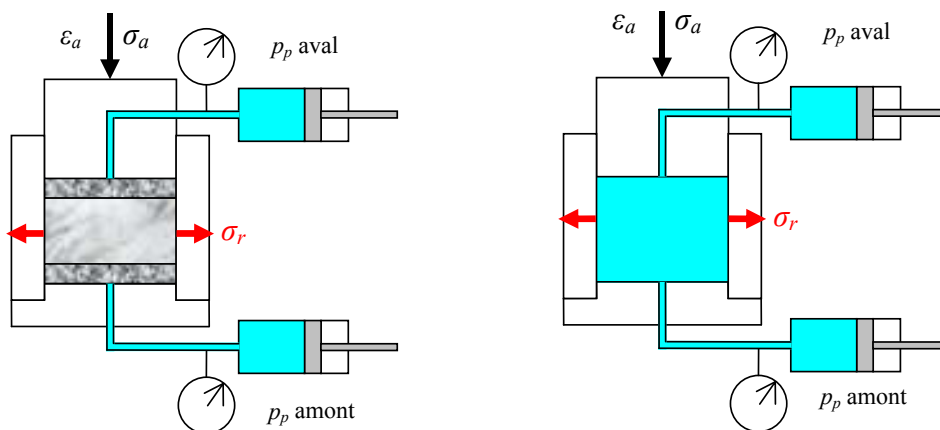


Figure A.4 : Cellule en cours d'essai et cellule en cours d'étalonnage

Au cours de cette phase, on s'intéresse aux frottements générés par le déplacement du piston et à l'étalonnage du capteur de contrainte radiale. Ces tests sont réalisés dans les conditions d'étalonnage. La différence entre la contrainte axiale appliquée (déduite de la mesure du capteur de force) et la pression interne générée (mesurée par les capteurs de pression amont et aval) caractérise les frottements. Ces écarts d'origine mécanique sont évalués pour différents niveaux de chargement suivant des cycles de charge/décharge représentatifs de ceux suivis en cours d'essai (cf. figure A.5).

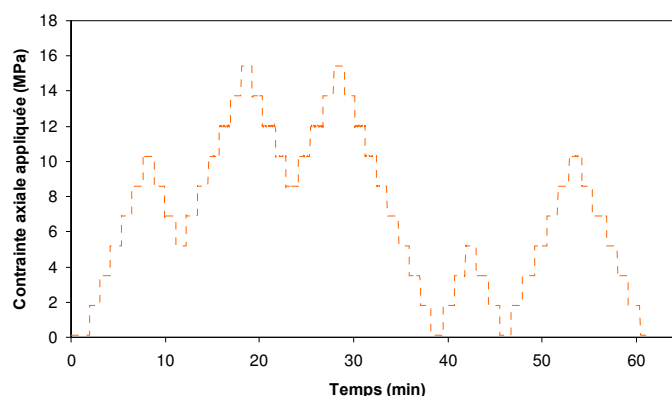


Figure A.5 : Chemin de chargement

L'étalonnage des capteurs de pression amont et aval ayant été réalisé précédemment, la moyenne de leurs valeurs (notée  $p_{moy}$  sur la figure A.6) est prise comme référence pour étalonner le capteur de contrainte radiale. On calcule directement la pente et l'offset à partir des valeurs fournies en millivolts par le capteur de contrainte radiale. Après étalonnage, la comparaison des mesures du capteur de contrainte radiale et de la pression moyenne a mis en évidence un phénomène d'hystérésis propre au capteur d'amplitude inférieure à 0,2 MPa sur les cycles appliqués.

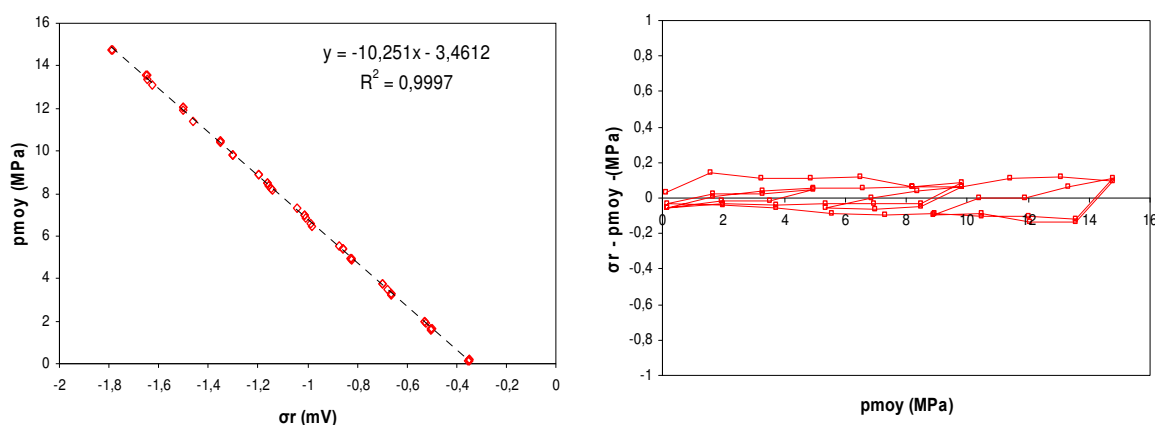


Figure A.6 : Etalonnage du capteur de contrainte radiale (œdomètre n°1 - T248)

Enfin, la figure A.7 compare les mesures des capteurs de pressions amont et aval (pression moyenne) et du capteur de contrainte radiale aux mesures externes de la contrainte axiale déduites des données du capteur en S.

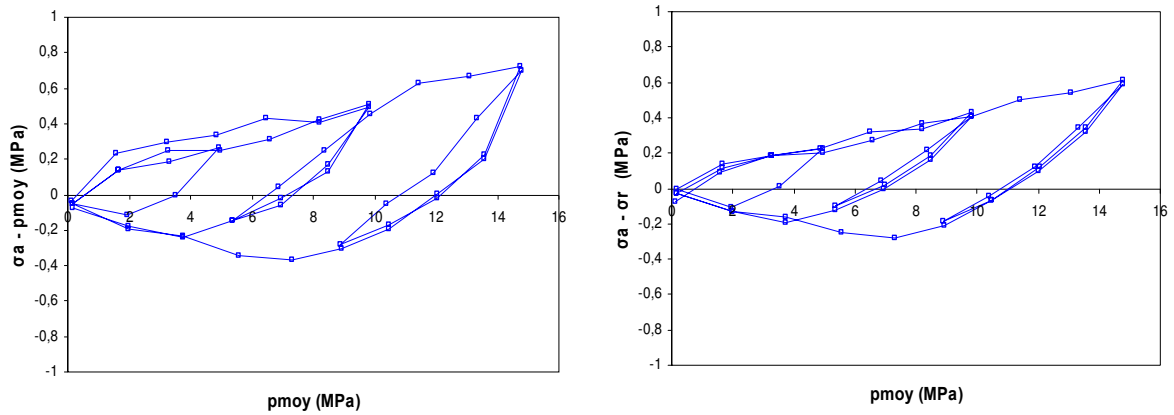


Figure A.7 : Frottements générés par le piston (œdomètre n°1 - T248)

Les différents cycles de charge/décharge mettent en évidence l'existence d'une hystérésis, dont l'amplitude peut atteindre environ 0,8 MPa pour les cycles de 0 à 15 MPa (cas le plus critique). De part la forme des courbes, ce type de phénomène ne peut pas être intégré directement dans le traitement de la mesure.

En conclusion pour des cycles de chargement en pression de pore 3 à 15 MPa (plage des pressions de pore visitée durant l'essai), l'erreur relative reste inférieur à 1% pour les capteurs de pression et à 3% pour les capteurs de contrainte radiale.

### A.2.3 Paramètres poroélastiques de l'argilite de Meuse / Haute-Marne

Tableau A.5 : Propriétés poroélastiques de l'argilite de Meuse / Haute-Marne déduites d'essais œdométriques (1/2)

Auteur	Eprouvette Orientation Horizon	Profondeur (m)	$\sigma_a$ (MPa)		$p_p$ (MPa)		$\sigma_a'$ max (MPa)	K+4G/3 (MPa)	b	Mb (MPa)	K (MPa)	$K_u$ (MPa)	$K_s$ (MPa)	G (MPa)	M (MPa)
Vincké et al., 1998	Est 00437 90° Est 103 - A/B	459,45	1,8	8,8	1	4,2	7,8	1754	0,84	1086	2190	2533	6786	877	
			12,3	22,8	1	5,5	21,8	3537	0,60				5474	1769	
			14,0	31,5	1	4,5	30,5	4092	0,42				4367	2046	
		Est 02444 90° Est 104 - C	498,60	2,7	8,7	1	5,6	7,7	1385	0,70	857		2858	693	
		Est 00437 0° Est 103 - A/B	459,45	19,3	24,5	1	5,6	23,5	4671	0,65	2892		8262	2336	
		Est 01023 0° Est 103 - C	489,28	7,0	17,5	1	6,5	16,5	2804	0,77	1736		7547	1402	
	Est 02444 0° Est 104 - C	498,60	3,7	10,5	1	5,5	9,5	1091	0,78	675		3070	546		
Escoffier, 2002	Est 02159 n°2 90° Est 104 - A	447,9	2	8	1	7	7	2338	0,95	1447	4881	5916	30153	1169	
			10	16	1	9	15	7885	0,76				20170	3943	
			18	24	1	7	23	9556	0,54				12944	4778	
		Est 05581 n°3 90° (Est 205 - B)	463,12	6	12	1	7	11	4275	0,71	2646		9001	2138	
		Est 05581 n°4 0° (Est 205 - B)	463,12	6	12	1	7	11	3637	0,63	2251		6120	1819	
				18	24	1	17	23	7387	0,52	4573		9547	3694	
	Est 05752 n°3 90° (Est 205 - C)	506,37	6	12	1	7	11	9320	0,90	5770		57695	4660		
	Est 05752 n°4 0° (Est 205 - C)	506,37	6	12	1	7	11	5224	0,65	3234		9240	2612		

(Hypothèse  $\nu = 0,3$ )

Tableau A.6 : Propriétés poroélastiques de l'argilite de Meuse / Haute-Marne déduites d'essais œdométriques (2/2)

Auteur	Eprouvette Orientation Horizon	Profondeur (m)	$\sigma_a$ (MPa)		$p_p$ (MPa)		$\sigma'_a$ max (MPa)	K+4G/3 (MPa)	b	Mb (MPa)	K (MPa)	$K_u$ (MPa)	$K_s$ (MPa)	G (MPa)	M (MPa)
Bemer et al., 2004	Est 1587 n°1 90° Est 104 – C/D	514,57	4,4	9,8	2,9	7,5	6,9	1106	0,63	854	685	1220	1838	553	1361
			11,5	16,8	2,9	7,0	13,9	2947	0,59	912	1824	2362	4451	1473	1545
			18,6	23,9	2,9	7,0	20,9	4667	0,61	1026	2889	3517	7447	2334	1677
	Est 1587 n°4 90° Est 104 – C/D	514,57	4,8	10,1	1,5	7,7	8,6	1871	0,55	195	929	998	2056	706	356
			11,8	17,1	2,7	6,7	14,4	2955	0,49	475	1474	1623	2870	1111	976
			18,9	24,2	2,7	6,7	21,5	3420	0,45	571	1750	2084	3204	1252	1258
	Est 1587 n°5 90° Est 104 – C/D	514,60	11,5	16,7	3,1	6,9	13,7	3068	0,48	614	1501	1898	2867	1175	1288
			Est 1473 n°3 90° Est 104 - A	434,50	11,4	16,7	2,6	6,4	14,0	3722	0,55	388	2056	2223	4590
	Est 1586 n°7 90° Est 104 – C/D	514,00	11,4	16,7	8,4	11,6	8,3			1329		1994		1610	
			Est 1473 n°6 90° Est 104 - A	434,35	11,9	17,1	4,8	5,6	12,4		593		2137		1726
Est 1473 n°6 90° Est 104 - A	434,35	11,6	16,9	8,4	11,4	8,5		823		1964		1586			

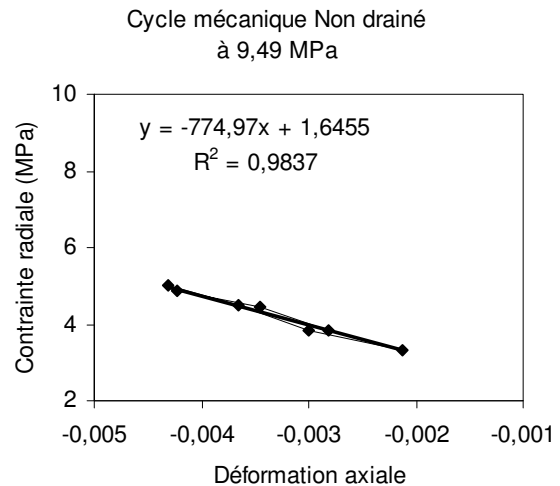
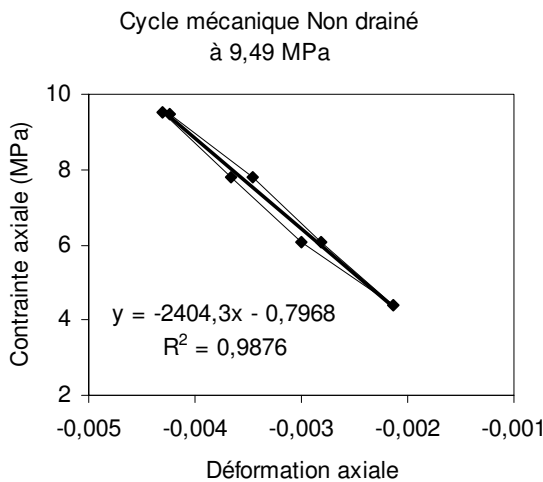
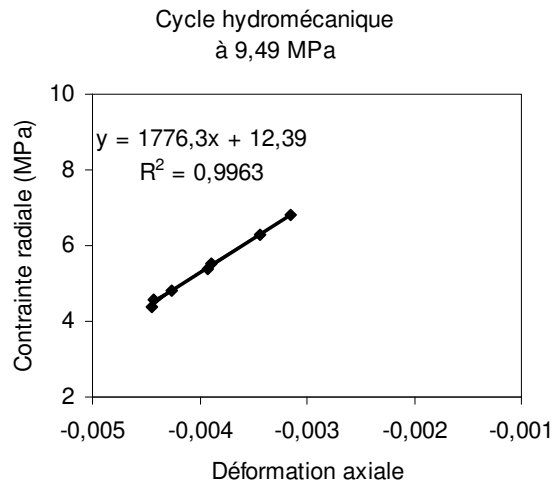
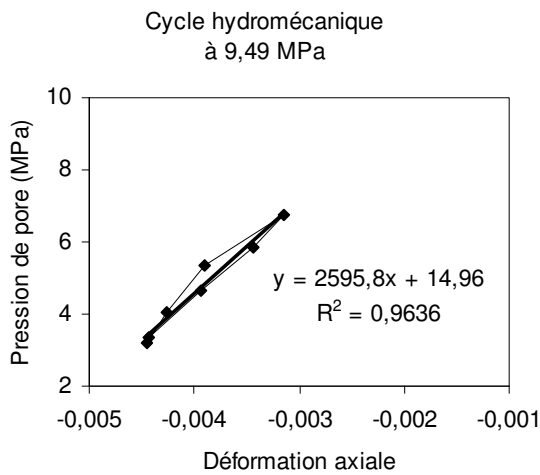
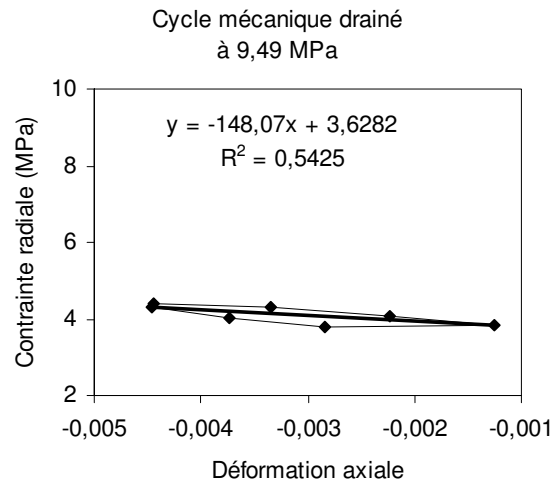
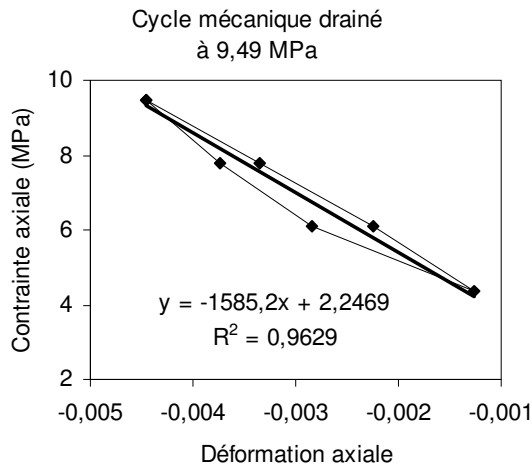
Tableau A.7 : Propriétés poroélastiques de l'argilite de Meuse / Haute-Marne déduites d'un essai triaxial sous chargement hydrostatique

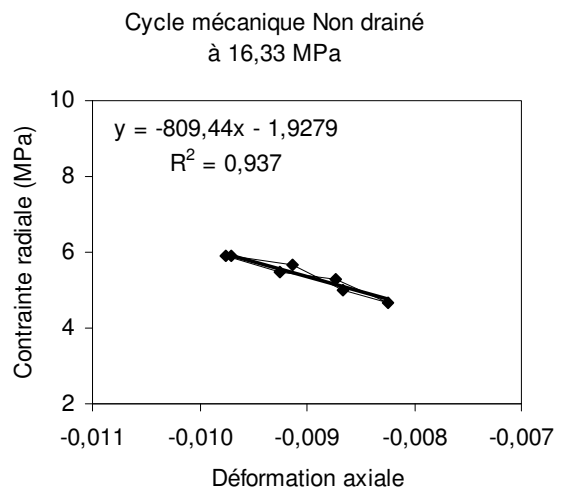
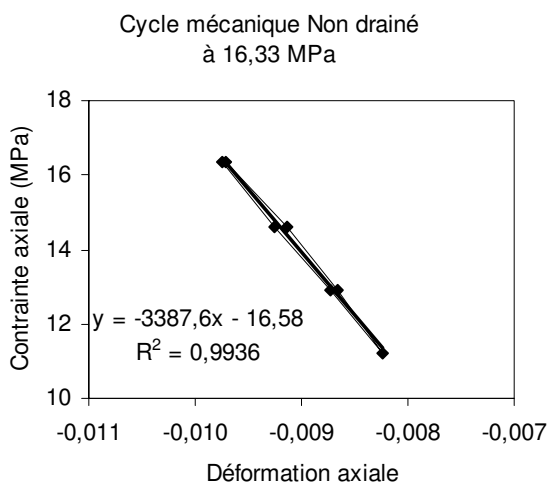
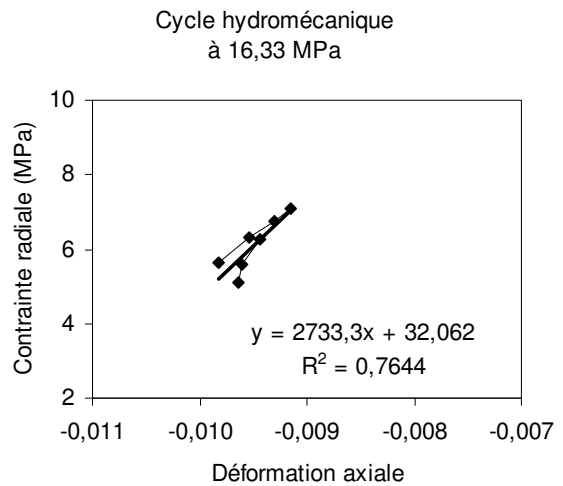
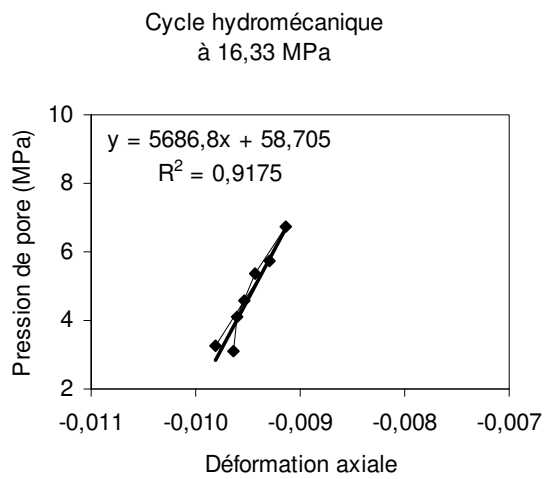
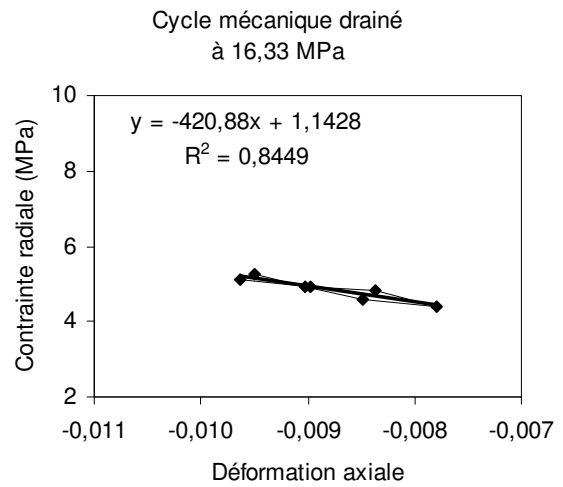
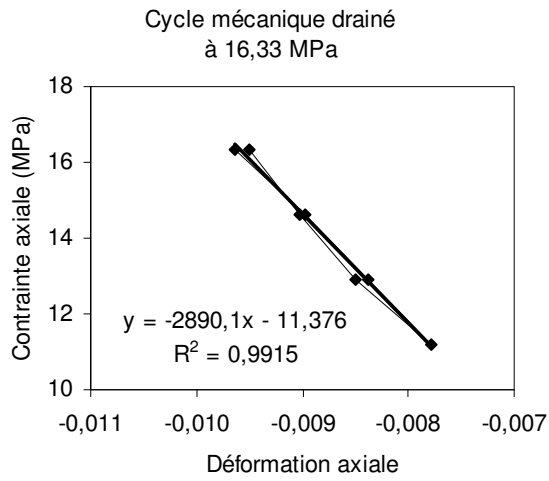
Auteurs	Eprouvette Orientation Horizon	Profondeur (m)	$\sigma_c$ (MPa)		$p_p$ (MPa)		$\sigma'_c$ max (MPa)	b	Mb (MPa)	K (MPa)	$K_u$ (MPa)	$K_s$ (MPa)	G (MPa)
Escoffier, 2002	Est 02259-3 90°	447,9	4	6	1	1	5			1530	5470		
			8	6	1	1	5			2410	6220		
			12	14	1	1	13			3900	17230		
			14	16	1	1	15			4775	16590		

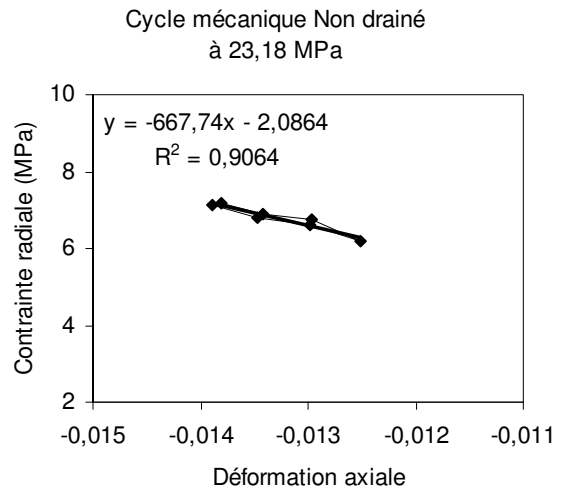
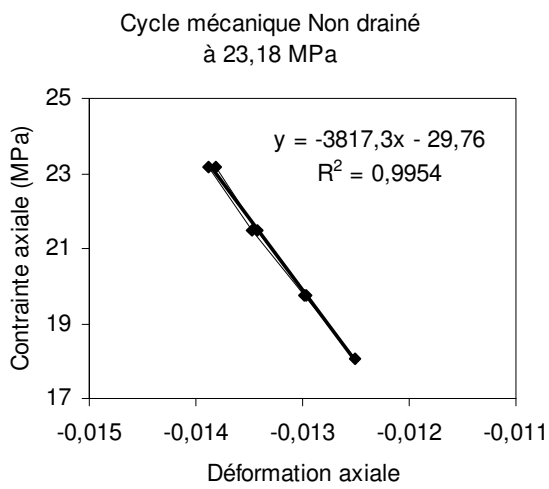
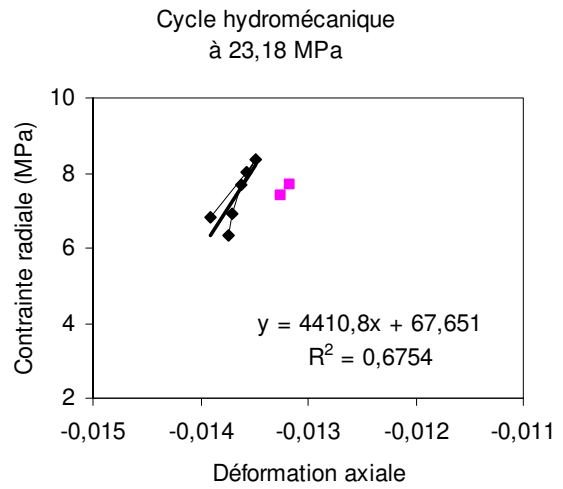
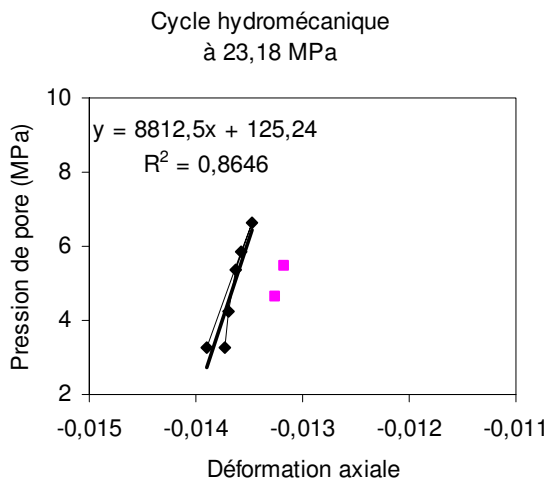
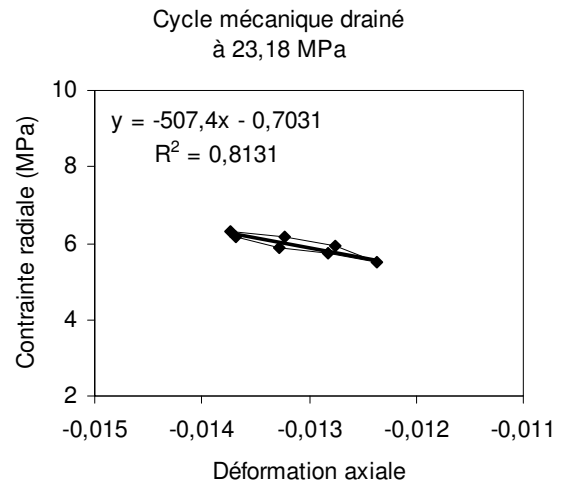
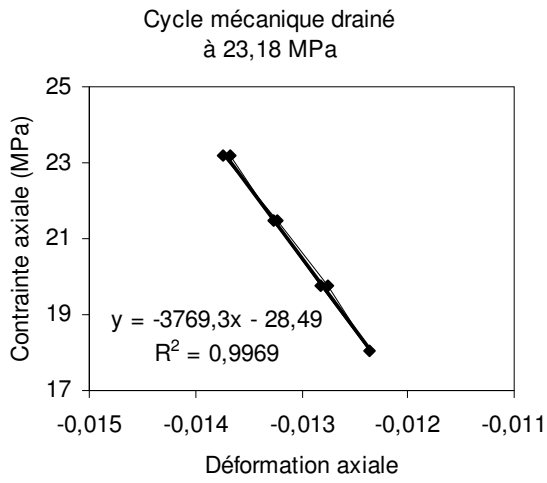


## A.2.4 Cycles de chargement élastiques mesurés durant les essais œdométriques sur l'argilite de Tournemire

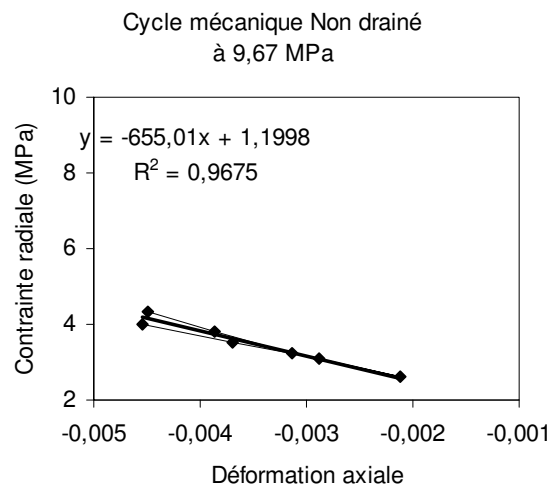
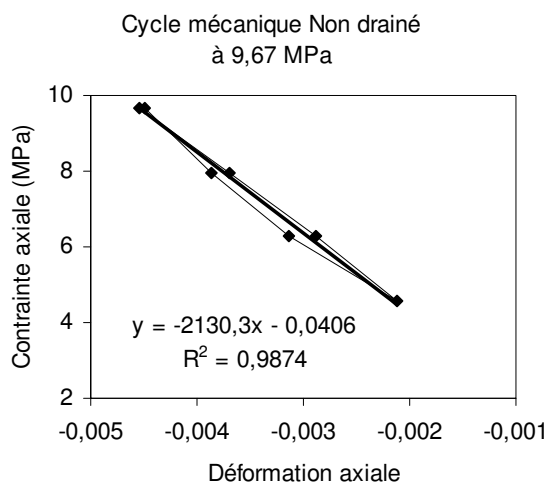
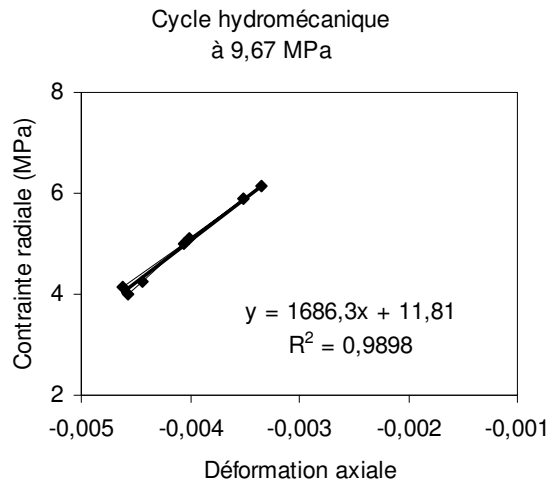
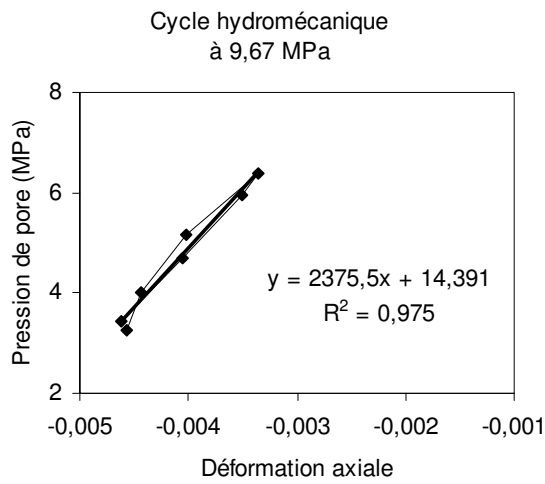
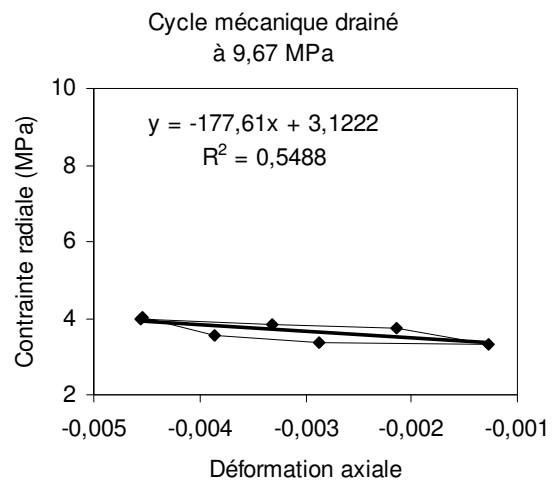
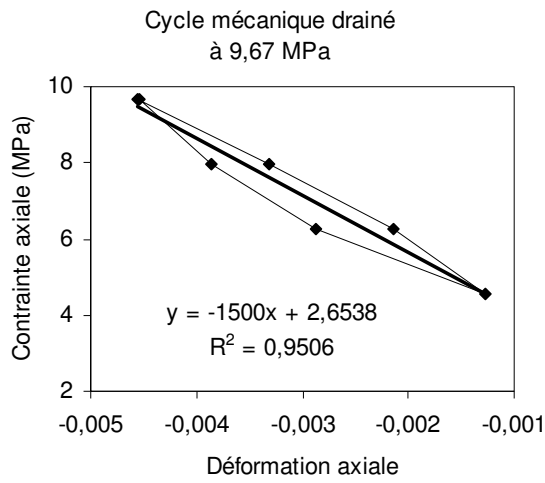
a) *Echantillon IRSN PH4 5760-1 (perpendiculaire au litage)*

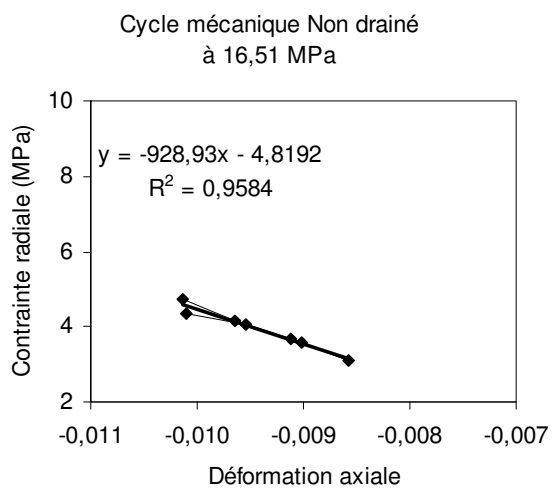
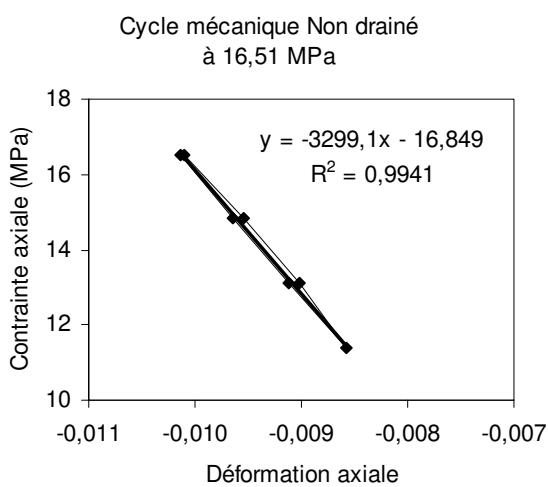
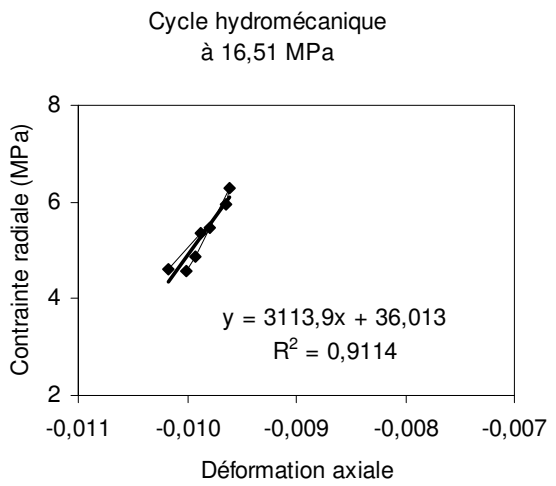
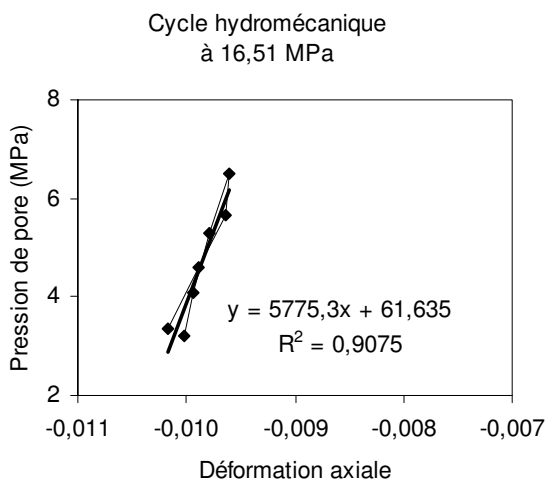
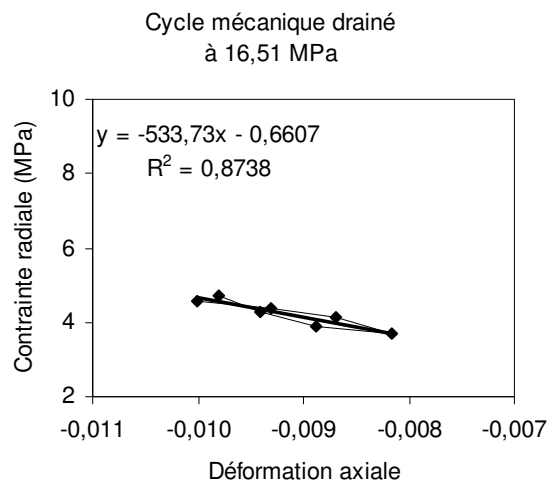
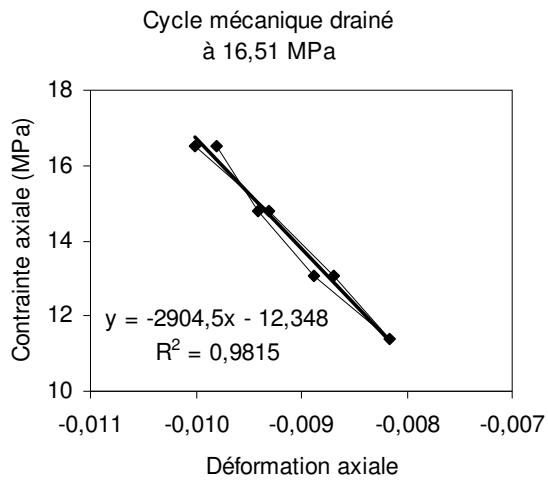


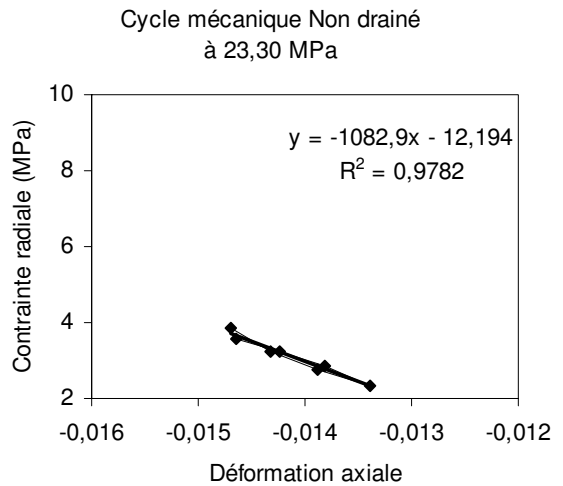
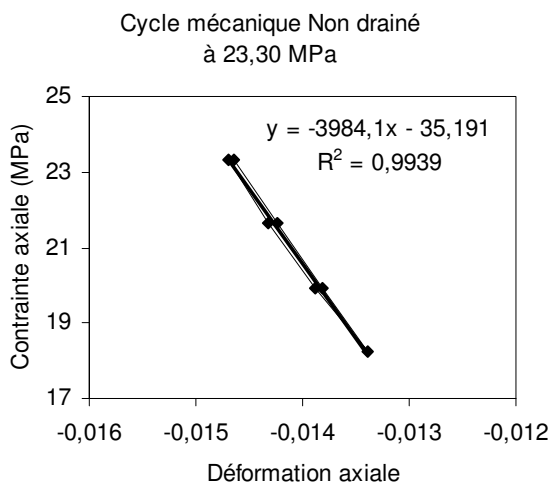
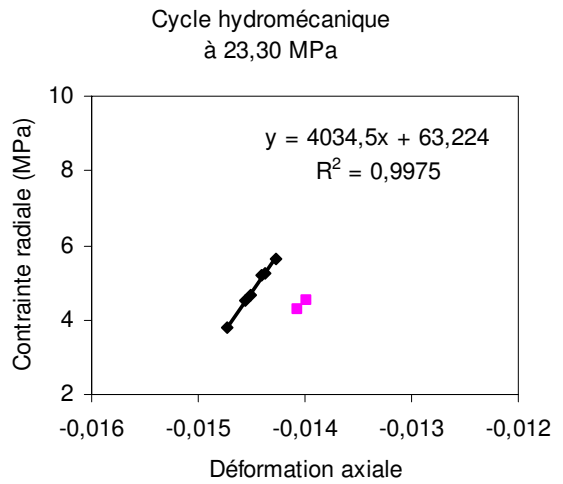
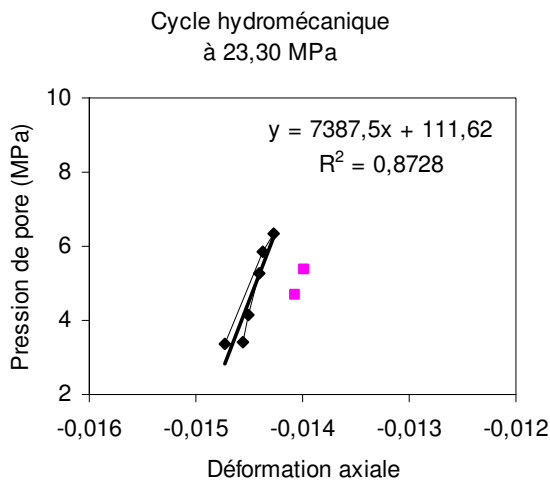
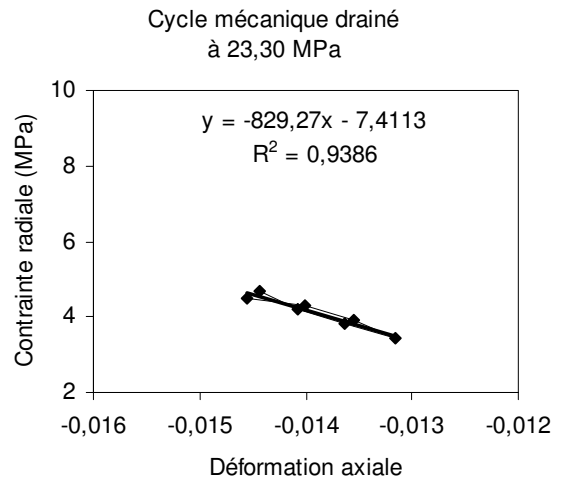
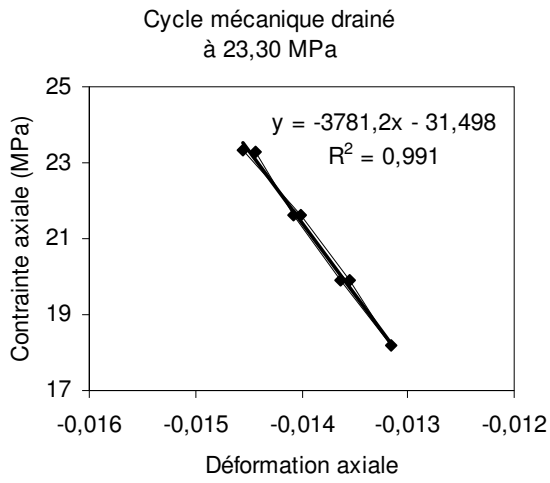




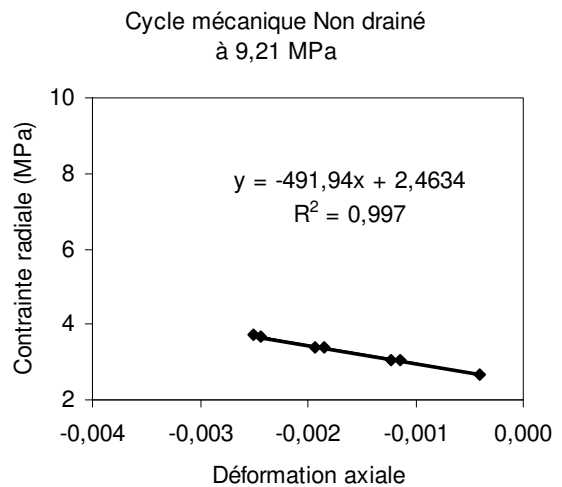
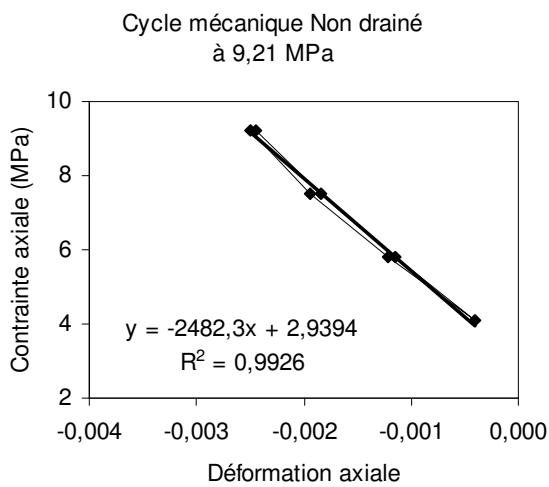
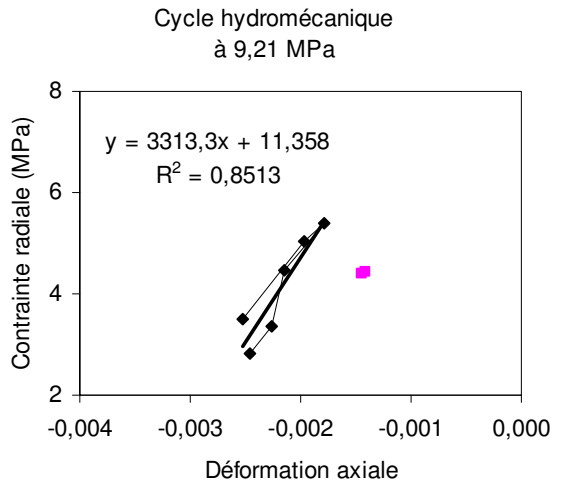
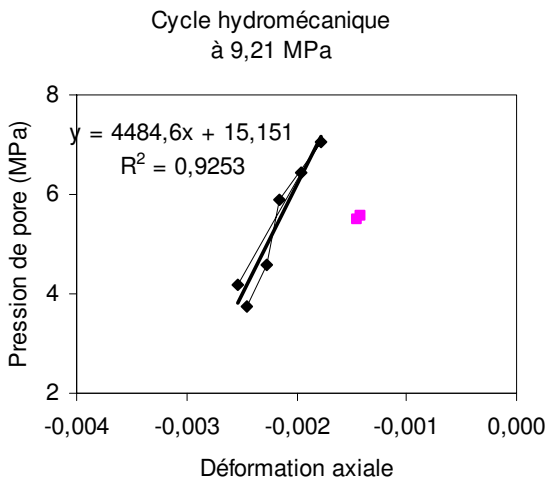
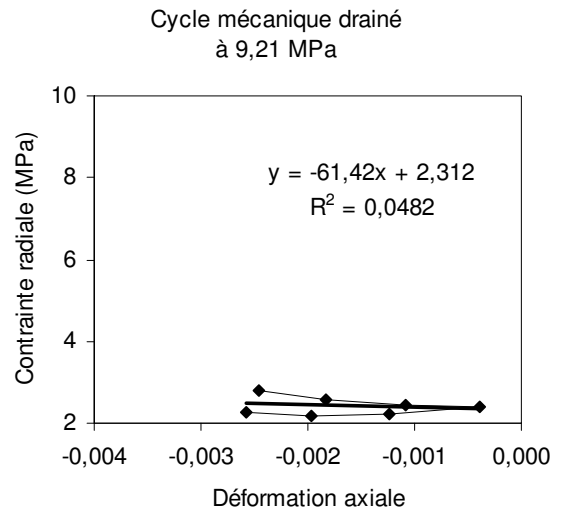
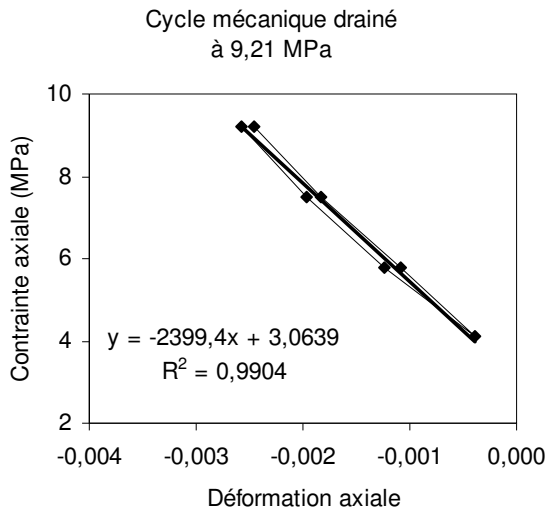
b) *Echantillon IRSN PH4 5760-2 (perpendiculaire au litage)*



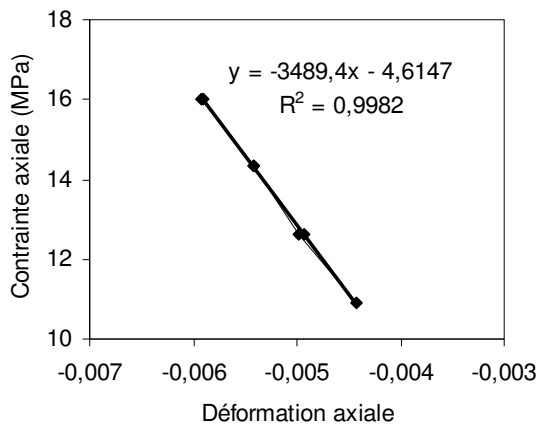




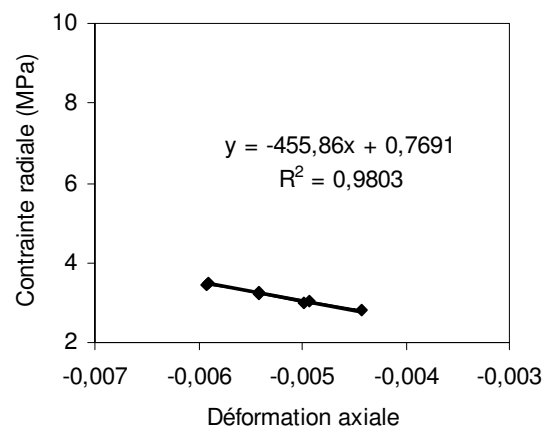
c) *Echantillon IRSN GEM90 950-3 (parallèle au litage)*



Cycle mécanique drainé  
à 16,03 MPa



Cycle mécanique drainé  
à 16,03 MPa





### A.3 Annexe du Chapitre 6 : Champs de déformation et de contrainte dans les couches couverture du réservoir

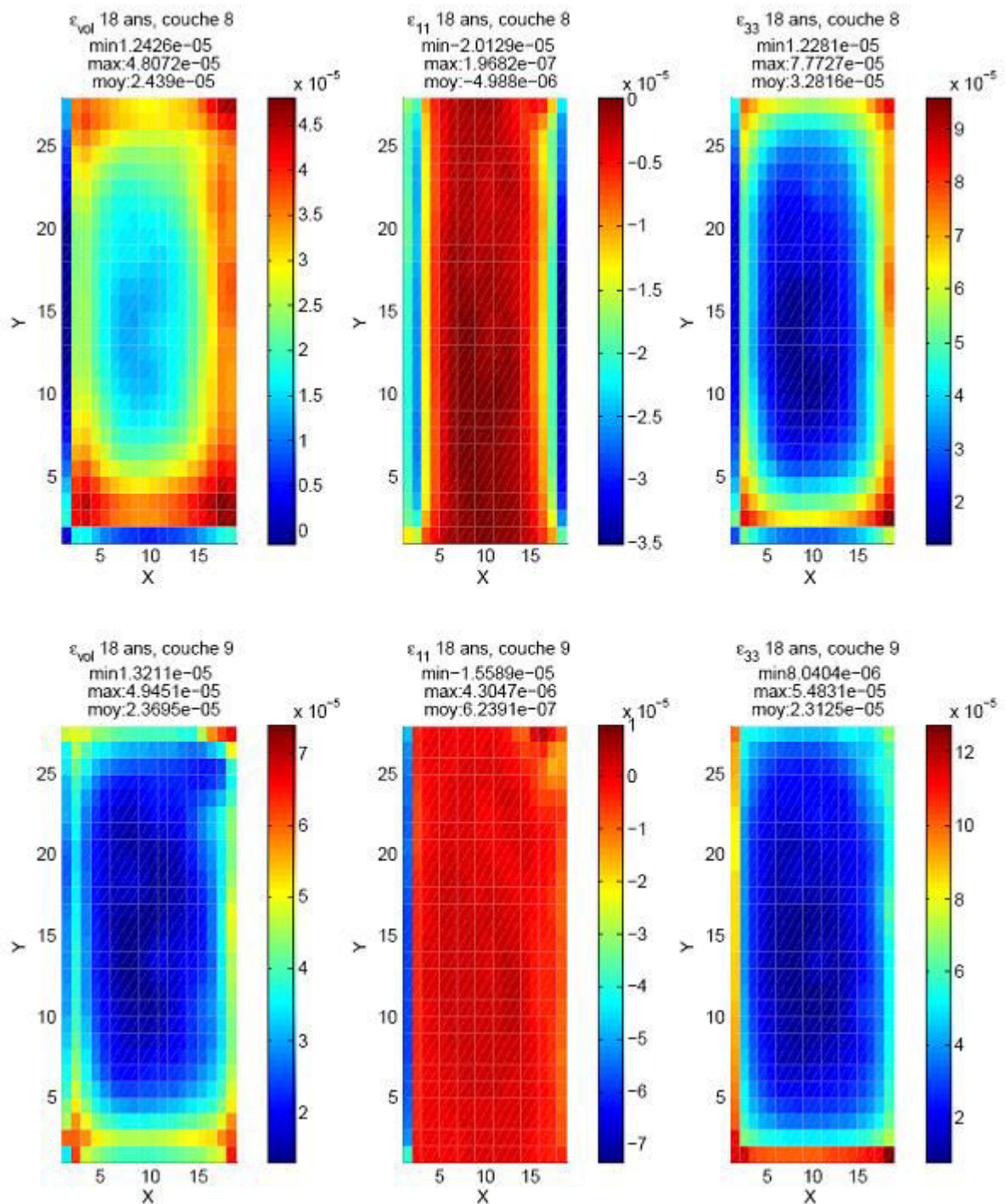


Figure A.8 : Champs de déformation après 18 ans de production pour le cas raide

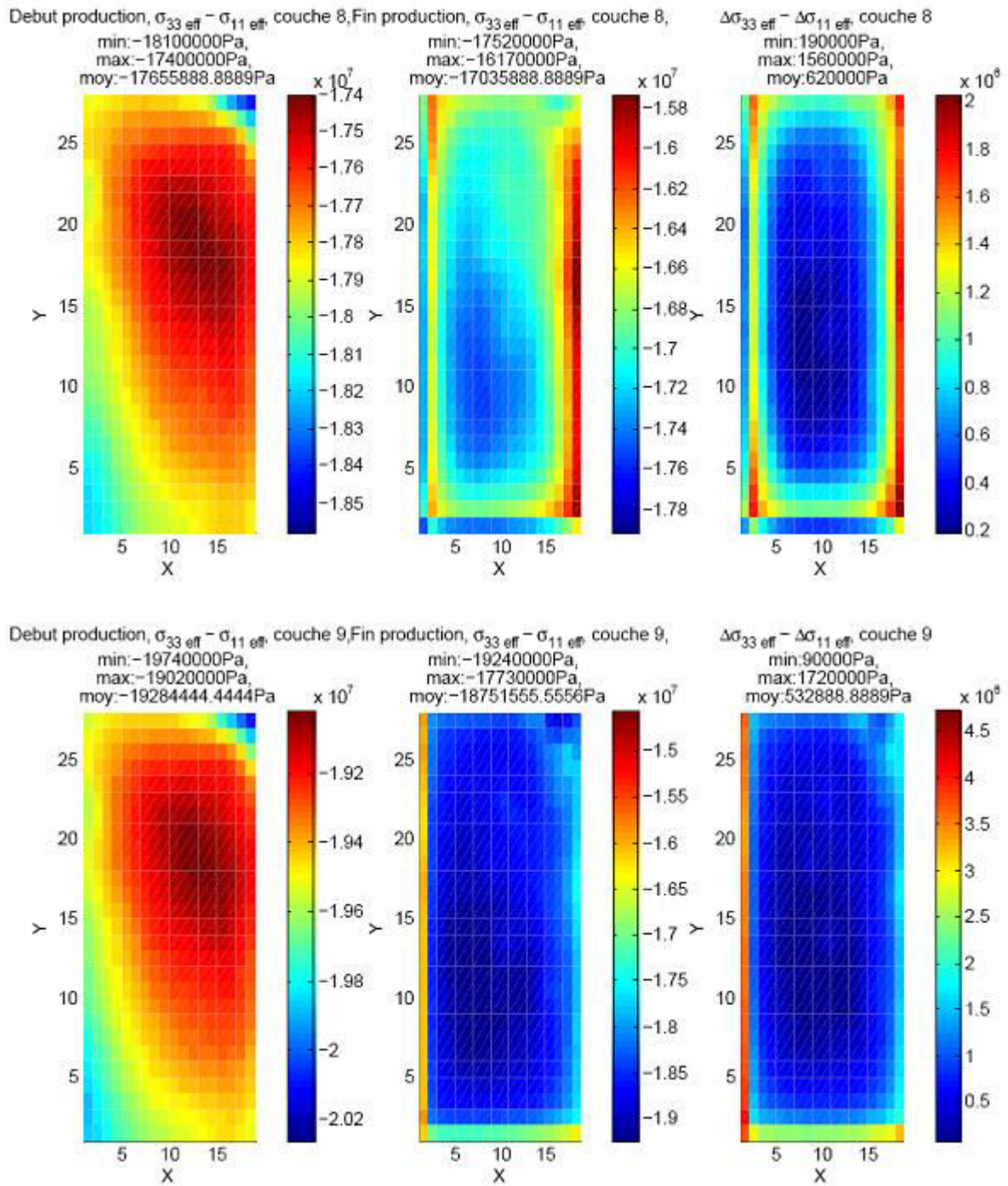


Figure A.9 : Champs du déviateur de contrainte après 18 ans de production pour le cas raide

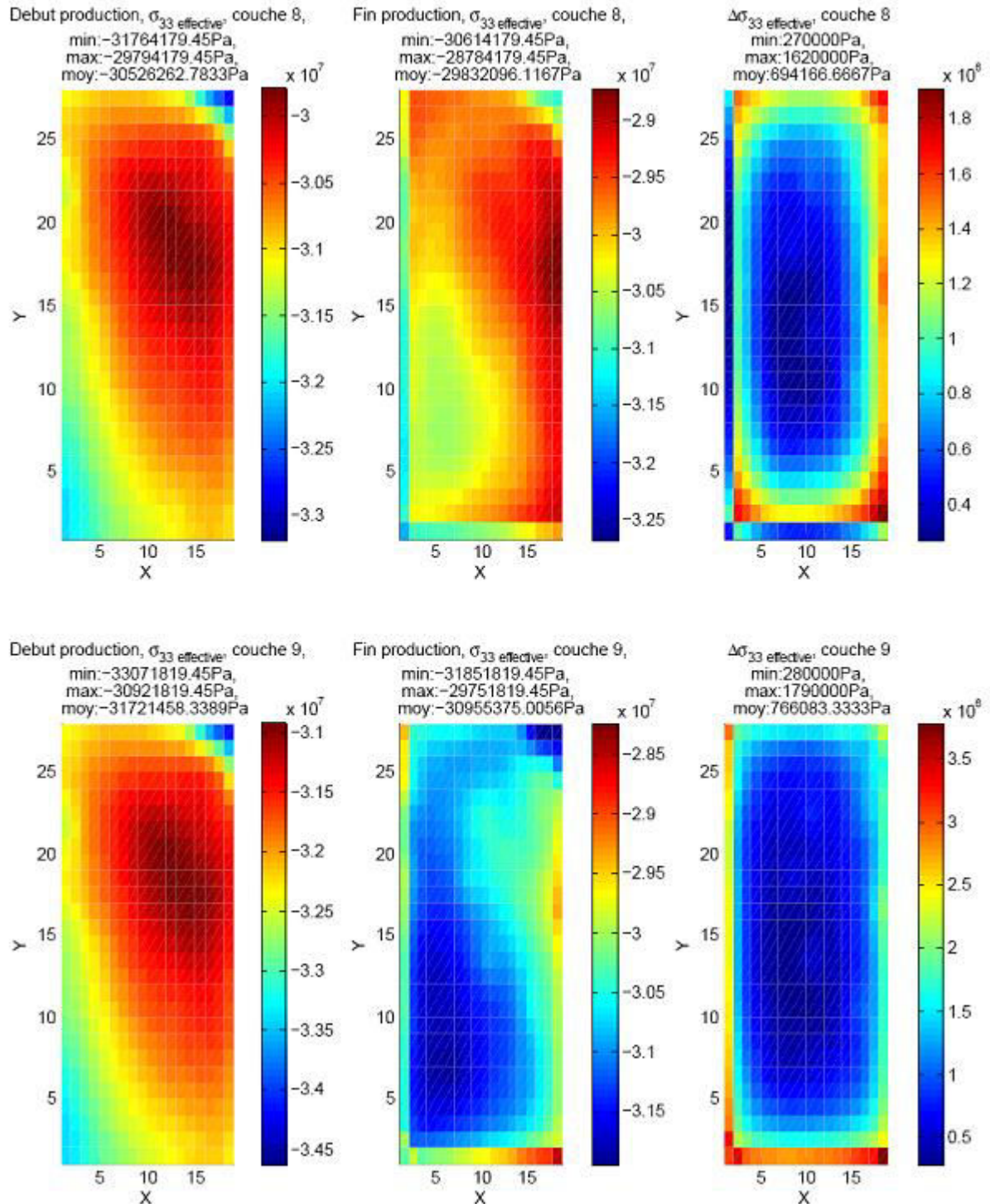


Figure A.10 : Champs de contrainte verticale après 18 ans de production pour le cas raide

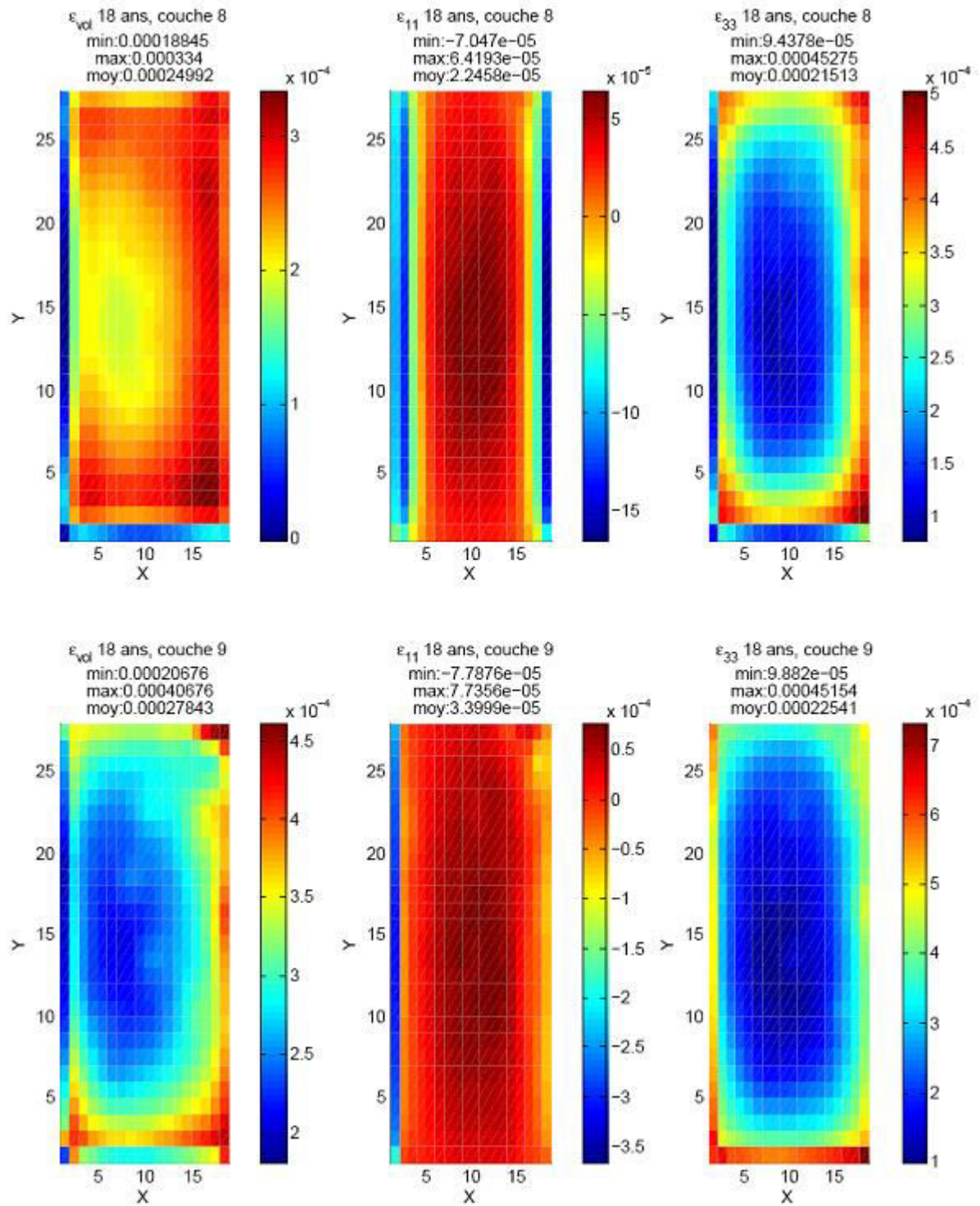


Figure A.11 : Champs de déformation après 18 ans de production pour le cas compressible

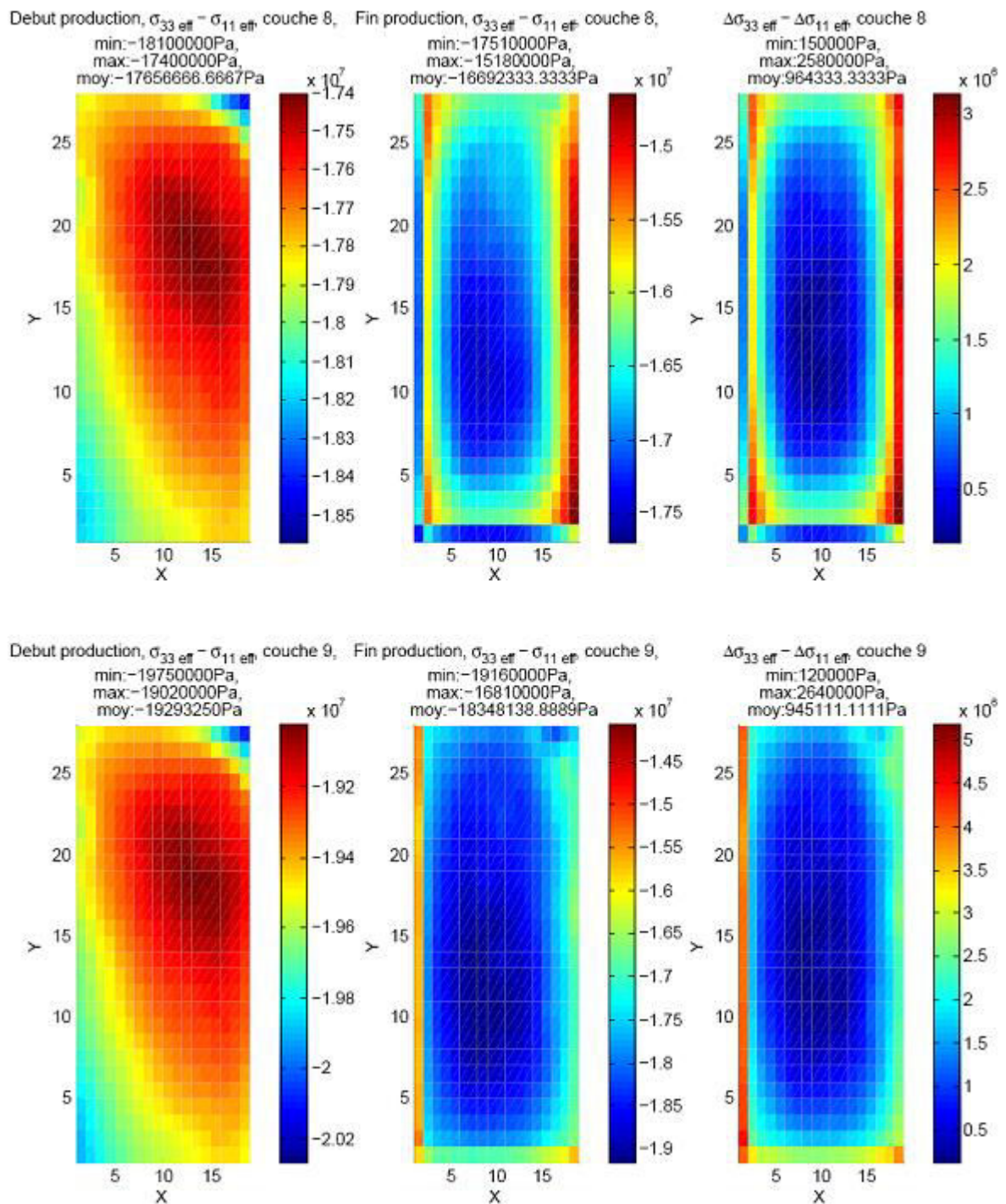


Figure A.12 : Champs du déviateur de contrainte après 18 ans de production pour le cas compressible

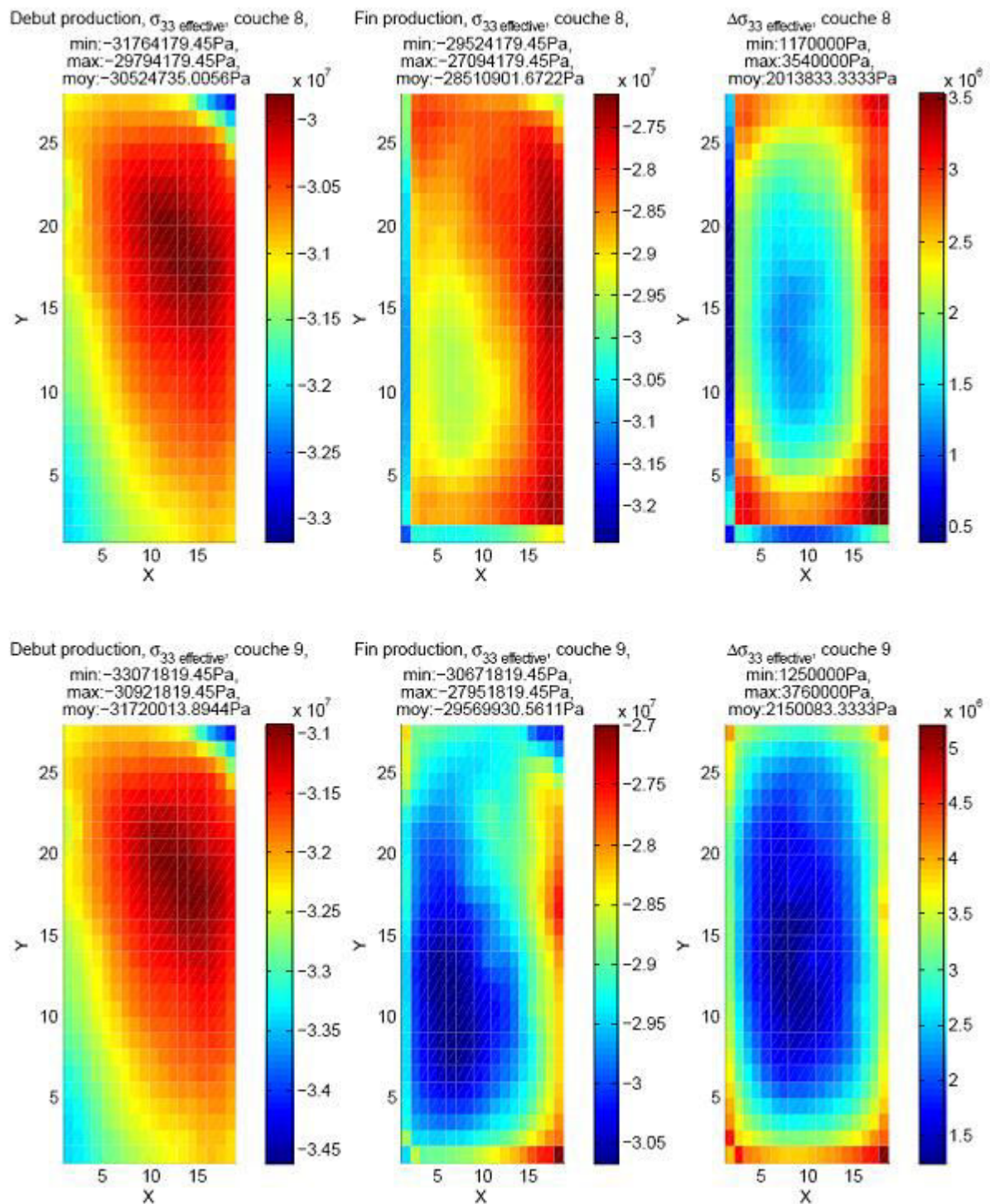


Figure A.13 : Champs de contrainte verticale après 18 ans de production pour le cas compressible

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur Pierre-Yves HICHER, Professeur, Ecole Centrale de Nantes, Nantes**

**Monsieur Jian-Fu SHAO, Professeur, Polytech'Lille, Villeneuve d'Ascq**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur NOIRET Aurélien**

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,  
une thèse intitulée :

**"Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches  
couverture des réservoirs pétroliers"**

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie civil - Hydrosystèmes - Géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 02 mars 2009

Le Président de l'I.N.P.L.

F. LAURENT



NANCY BRABOIS  
2, AVENUE DE LA  
FORET-DE-HAYE  
BOITE POSTALE 3  
F - 54501  
VANDŒUVRE CEDEX

---

# **Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches couverture des réservoirs pétroliers**

## **Résumé**

Une connaissance plus approfondie du comportement des roches argileuses, et plus particulièrement de leur tenue, s'avère aujourd'hui indispensable dans le cadre de plusieurs thèmes de recherche d'importance croissante : comme couverture des réservoirs pétroliers pour la production d'hydrocarbures et la séquestration de CO<sub>2</sub>, ou en tant que roche hôte pour le stockage des déchets nucléaires en couches géologiques profondes. Ces roches sont particulièrement difficiles à caractériser expérimentalement du fait de leur très faible perméabilité et de leur sensibilité à l'eau. L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension des couplages hydromécaniques intervenant dans ces matériaux. Tout d'abord, une contribution à la caractérisation de l'évolution de la structure des roches argileuses soumises à un chargement mécanique est apportée. A cet effet, un essai de compression uniaxiale sur l'argilite de Tournemire associant des observations au MEB et une méthode de corrélation d'images numériques est proposé. Par la suite, des simulations numériques des essais œdométriques ont été réalisées pour appréhender l'influence des propriétés poromécaniques, en particulier de la faible perméabilité sur le comportement de l'échantillon. L'étude des équations de diffusion et les simulations numériques effectuées nous permettent de proposer une méthode de détermination de la perméabilité intrinsèque de ces matériaux. Dans la dernière partie, une étude du comportement d'une roche couverture d'un réservoir pétrolier à grande échelle est réalisée sur un cas synthétique 3D. L'objectif de ce chapitre est d'étudier les variations du champ de contrainte au sein de la couverture au cours de la production du réservoir.

## **Mots clefs**

Essais œdométriques, caractérisation expérimentale, isotropie transverse, poroélasticité, argilites de Tournemire, argilites de Meuse/Haute-Marne.



---

# **Contribution to the characterization of geomechanical behavior of caprocks in petroleum industry**

## **Abstract**

Knowledge of shale poromechanical behavior is essential for various environmental issues such as CO<sub>2</sub> deep geological storage, high level radioactive waste storage, oil field abandonment... Furthermore, due to their good confinement properties, there are considered as potential host rocks for high level radioactive waste storage. However, their experimental characterization is very complex because of their very low permeability and their saturating fluid sensitivity. The main objective of this study is to improve knowledge of hydromechanical coupling of such a material. To study the structure of argillites under stress, SEM in-situ uniaxial compression test is performed on parallelepiped sample; compression orientation is perpendicular to bedding planes direction. Correlation techniques are used to estimate strain distributions. Second part underlines the key points of shale experimental characterization using the framework of Biot's mechanics of fluid saturated porous solids. Shales are well known as a more or less transverse isotropy material. The complete methodology to conduct oedometric tests on such sensitive and weakly permeable material is described. Measurements realized on Tournemire argillite are proposed and a comparison with the poroelastic parameters of Meuse / Haute-Marne is given. Furthermore, to investigate hydromechanical coupling, a transverse isotropic poroelastic model is used to estimate the influence of anisotropy on diffusion characteristic time. The experimental data are used in numerical simulations to estimate the intrinsic permeability of the samples. In the last part, the caprock behavior of a petroleum field is studied at large scale with a 3D synthetic model (finite element analysis). The purpose of this last chapter is to study changes in stress field during the oil production.

## **Key words**

Oedometric test, experimental characterization, transverse isotropy, poroelasticity, Tournemire argillite, Meuse/Haute-Marne argillite.

---