HAL
open science

Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons

Vincent Picandet

To cite this version:

Vincent Picandet. Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons. Génie civil. UNIVERSITÉ DE NANTES, 2001. Français. NNT : . tel-01495714

HAL Id: tel-01495714

https://theses.hal.science/tel-01495714v1

Submitted on 26 Mar 2017

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.

Distributed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

UNIVERSITÉ DE NANTES

INFLUENCE D'UN ENDOMMAGEMENT MÉCANIQUE SUR LA PERMÉABILITÉ ET SUR LA DIFFUSIVITÉ HYDRIQUE DES BÉTONS

THÈSE DE DOCTORAT

ÉCOLE DOCTORALE de MÉCANIQUE, THERMIQUE, et GÉNIE CIVIL DE NANTES
Discipline : Génie Civil

Présentée
et soutenue publiquement par :

Vincent PICANDET

Le 20 décembre 2001, devant le jury ci-dessous

Président :	M. Folker H. WITTMANN	Professeur, ETH Zürich
Rapporteurs :	M. Raoul FRANÇOIS	Professeur, INSA de Toulouse
	M. Frédéric SKOCZYLAS	Professeur, Ecole Centrale de Lille
Examinateurs :	M. Guy BASTIAN	Professeur, Université de Nantes
	M. Abdelhafid KHELIDJ	Maître de Conférences, Université de Nantes
	M. Gilles PIJAUDIER-CABOT	Professeur, Ecole Centrale de Nantes

Directeur de thèse : Guy BASTIAN
Co-encadrant : Abdelhafid KHELIDJ

Laboratoire de Génie Civil de Nantes – Saint-Nazaire
58, rue Michel Ange, BP 420, 44606 Saint-Nazaire Cedex

ED 0367-030

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à Messieurs

F.H. Wittmann qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse,
R. François et F. Skoczylas pour l'intérêt qu'ils ont porté à ces travaux et pour leur analyse du manuscrit,
G. Pijaudier-Cabot qui a volontiers accepté de se pencher sur ce travail et qui a permis d'envisager différents développements, notamment au sein de l'E.R.T. R&DO qu'il dirige,
G. Bastian, directeur de recherche, pour m'avoir fait confiance et pour m'avoir épaulé, particulièrement lors de certaines périodes laborieuses,
A. Khelidj, pour avoir initié ce thème de recherche au sein du laboratoire, pour m'avoir fait bénéficier de ses conseils, et avec qui j'ai eu grand plaisir à travailler.

Je remercie
Madame V. Baroghel-Bouny, responsable de la section Matériaux et Durabilité des Bétons du L.C.P.C. de Paris pour le soutien matériel de mon expérimentation durant la première année de thèse,
Toutes les personnes du Laboratoire de Génie Civil de Nantes – Saint-Nazaire qui ont apporté une contribution directe au bon déroulement de cette étude, et en particulier,
S. Bonnet pour sa collaboration sur le thème de la diffusion et pour ses précieux conseils,
L. Daniel et A. Loukili, pour la confection et la caractérisation des BHP,
A. Alexis pour la programmation des mesures de profils de densité.

Je ne voudrais pas oublier de remercier également
Madame M. Radin, ainsi que *les secrétaires du département de Génie Civil* pour leur appréciable collaboration, notamment lors de l'organisation de la soutenance de thèse,
Monsieur H. Bellegou pour son aide à la conception et à la réalisation des dispositifs expérimentaux, ainsi que *tous les techniciens du laboratoire* ayant participé au bon déroulement de ces travaux sur le plan expérimental, comme sur le plan informatique,
Toute l'équipe d'enseignants et de chercheurs du département Génie Civil de l'I.U.T. de Saint-Nazaire à qui j'exprime reconnaissance et amitié pour leur soutien et pour la motivation qu'ils ont su m'apporter dans une ambiance conviviale.

Je profite aussi de cette occasion solennelle pour adresser des remerciements à mes parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu tout au long de ces années d'études.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué, par leur aide, au bon déroulement de cette thèse.

Résumé

L'influence d'un endommagement d'origine mécanique sur les paramètres de transfert des bétons constitue une approche originale du couplage endommagement-durabilité.

Les paramètres de transfert étudiés, perméabilité et diffusivité hydrique, permettent de caractériser l'aptitude du milieu poreux à véhiculer des gaz ou de l'eau en phases liquide et vapeur. Le cadre théorique de la mesure de ces paramètres et de ses applications aux bétons est rappelé.

Au plan expérimental, trois types de béton sont étudiés : un béton ordinaire et deux bétons haute performance dont un est renforcé de fibres métalliques. Deux catégories d'endommagement sont considérées et générées sur des éprouvettes :

- Un endommagement de répartition quasi uniforme, obtenu par compression uniaxiale cyclique. Il est caractérisé par la perte de raideur globale des éprouvettes sollicitées.
- Un endommagement localisé, obtenu par une compression diamétrale d'éprouvettes cylindriques. Il est caractérisé par l'apparition de fissures identifiables et mesurables.

Les mesures de perméabilité au gaz sont effectuées à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type Cembureau. Pour les échantillons fissurés, une adaptation du mode opératoire et de l'analyse des résultats permet d'évaluer leur perméabilité au gaz puis à l'eau.

L'imbibition simple et l'imbibition sous pression constituent les perturbations de l'équilibre hydrique du matériau permettant l'évaluation de sa diffusivité. Les teneurs en eau locales des éprouvettes sont mesurées par gamma-densimétrie. L'analyse par la transformation de Boltzmann des profils obtenus permet d'accéder à la diffusivité hydrique puis à la perméabilité à l'eau de bétons sains ou peu endommagés.

Les mesures de perméabilité au gaz et à l'eau sont comparées dans les deux cas d'endommagement considérés. Dans le premier cas, il apparaît une relation endommagement–perméabilité dépendante du fluide de percolation mais commune à tous les types de béton étudiés.

Mots clés : béton, béton haute performance, diffusivité hydrique, durabilité, endommagement, fissuration, perméabilité.

Effect of a mechanical damage on permeability and moisture diffusivity of concrete

Abstract

The effect of a mechanical damage on transfer parameters of concrete is an original point of view on the coupling between damage and durability.

The studied transfer parameters, permeability and moisture diffusivity, allow to characterize the transport ability of a porous media to convey gases or water (liquid and vapour). The theoretical framework of the measurement of these parameters and its applications to concrete is pointed out.

The experimental studies are carried on three types of concrete : ordinary concrete, high performance concrete, and high performance steel fiber reinforced concrete. Two kinds of damage are considered and generated in samples :

- A continuous damage of the medium, obtained by cyclic uniaxial loading. It is characterized by a loss of stiffness and results in a diffuse microcracking.
- A discrete or localised damage, obtained by a diametrical compression of cylindrical specimens. It is characterized by the presence of identifiable and measurable cracks.

Measurements of gas permeability are taken using a constant head, Cembureau type, permeameter. For cracked samples, the procedure and analysis of the results are changed in order to make the evaluation of their gas and water permeability.

The simple imbibition and positive head imbibition are the disturbances of the moisture equilibrium, which allow the evaluation of the material diffusivity. The local moisture contents of the specimen are measured using a gamma-ray attenuation method. The analysis of profiles using Boltzmann's transformation leads to the moisture diffusivity and then to the water permeability coefficients.

Measurements of gas and water permeability are compared in both cases of considered damage. In the first case, a damage – permeability relationship dependent on the fluid of percolation but valid for all concrete types studied could be worked out.

Key words: concrete, cracking, damage, durability, high performance concrete, moisture diffusivity, permeability.

Sommaire

Principales notations 5

Introduction 9

Partie I : Aspects théoriques et synthèse bibliographique 13

Chapitre I. Caractéristiques microstructurales des bétons 13

I.1. Caractéristiques des milieux poreux 13
I.1.1. Volume des différentes phases 13
I.1.1.1. Paramètres d'état 13
I.1.1.2. Porosité du matériau 14
I.1.1.3. Teneur en eau 14
I.1.1.4. Volume élémentaire représentatif 15
I.1.2. Caractéristiques microstructurales 16
I.1.2.1. Distribution de taille des pores 16
I.1.2.2. Diamètre hydraulique moyen 16
I.1.2.3. Tortuosité et connectivité 17

I.2. Spécificités de la microstructure des bétons 18
I.2.1. Description de la phase solide 18
I.2.1.1. Pâte de ciment 18
I.2.1.2. Granulats et interface pâte-granulats 18
I.2.2. L'eau dans les bétons 19

Chapitre II. Transferts isothermes dans les bétons 21

II.1. Lois phénoménologiques 21
II.1.1. Loi de Darcy 21
II.1.2. Loi de Fick 22

II.2. Ecoulements en milieu poreux 23
II.2.1. Caractéristiques des fluides d'infiltration 23
II.2.1.1. Viscosité 23
II.2.1.2. Fluide en phase gazeuse 23
II.2.2. Ecoulement dans un tube capillaire 25
II.2.3. Mouvement de la phase gazeuse en milieu poreux 26
II.2.3.1. Ecoulement visqueux 26
II.2.3.2. Transport par diffusion classique 26
II.2.3.3. Transport par effusion ou écoulement de Knudsen 27
II.2.3.4. Ecoulement par glissement 28
II.2.3.5. Ecoulement de diffusion de surface 30

II.3. Perméabilité des bétons 30
II.3.1. Fluide incompressible 30
II.3.2. Fluides compressibles 31
II.3.2.1. Percolation d'un gaz à travers un échantillon 31
II.3.2.2. Détermination de la perméabilité apparente 32
II.3.2.3. Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre d'écoulements laminaires 34
II.3.2.4. Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre d'écoulements turbulents 38

II.4. Diffusivité hydrique dans un béton 40
II.4.1. Eau et milieux poreux 40
II.4.1.1. Adsorption 40
II.4.1.2. Capillarité 41
II.4.1.3. Imbibition 41
II.4.1.4. Isothermes de sorption et de désorption 42
II.4.1.5. Phénomène d'hystérésis 42
II.4.2. Equations de transfert 42
II.4.2.1. Transfert d'eau en phase liquide 43

II.4.2.2. Transfert d'eau en phase vapeur 44
II.4.2.3. Transfert de chaleur 45
II.4.3. Modèle simplifié 45
II.4.3.1. Equations de conservation 45
II.4.3.2. Système général d'équations 46
II.4.3.3. Diffusivité hydrique : définition 46
II.4.3.4. Détermination de la diffusivité hydrique 47
II.4.3.5. Calcul de la diffusivité hydrique 47

II.5. Paramètres de transfert dans les bétons non-endommagés 49
II.5.1. Incidences des caractéristiques structurelles 49
II.5.1.1. Composition 49
II.5.1.2. Confection des bétons 49
II.5.1.3. Résistance mécanique 50
II.5.2. Influence du pré-conditionnement des échantillons sur la perméabilité 50
II.5.2.1. Influence de l'état hydrique sur la perméabilité. 50
II.5.2.2. Influence du mode séchage sur la perméabilité au gaz 51
II.5.2.3. Ecarts entre la perméabilité à l'eau et la perméabilité au gaz des bétons 54

Chapitre III. Couplage hydro-mécanique 57

III.1. Endommagement mécanique des bétons 57
III.1.1. Comportement mécanique des bétons sous contraintes uniaxiales 57
III.1.1.1. Paramètres mécaniques globaux 57
III.1.1.2. Effet des sollicitations sur la microstructure 58
III.1.2. Variable d'endommagement 59
III.1.2.1. Définition 59
III.1.2.2. Hypothèse de l'endommagement isotrope 59
III.1.2.3. Notion de contrainte effective 60
III.1.2.4. Principe d'équivalence en déformation 60
III.1.3. Evaluation de l'endommagement 60
III.1.3.1. Indicateurs micostructuraux 61
III.1.3.2. Variation du module d'élasticité, méthode statique 61
III.1.3.3. Variation du module d'élasticité, méthode dynamique 61
III.1.4. Modèles d'endommagement 62

III.2. Couplage endommagement – perméabilité 64
III.2.1. Etudes expérimentales 64
III.2.1.1. Perméabilité à l'eau 64
III.2.1.2. Perméabilité au gaz 67
III.2.2. Modélisation 70
III.2.2.1. Milieux discrets 70
III.2.2.2. Milieux continus 71

III.3. Couplage endommagement – diffusivité hydrique 72

Partie II : Etude expérimentale 75

Chapitre IV. Programme expérimental 75

IV.1. Confection des éprouvettes 75
IV.1.1. Composition 75
IV.1.2. Cure appliquée aux bétons 77
IV.1.3. Caractéristiques mécaniques 77

IV.2. Application des sollicitations mécaniques 78
IV.2.1. Compression uniaxiale 78
IV.2.1.1. Programmation des sollicitations 78
IV.2.1.2. Champs de contraintes et de déformations générés dans l'éprouvette 79
IV.2.1.3. Mesure des contraintes et des déformations axiales 80
IV.2.1.4. Evaluation de l'endommagement 81
IV.2.2. Traction par fendage 84
IV.2.2.1. Mesure des contraintes et des déplacements 84

IV.2.2.2. Chargement des disques 86
IV.2.2.3. Evaluation de l'endommagement 87

IV.3. Mesure de la perméabilité au gaz 89
IV.3.1. Dispositif expérimental 89
IV.3.2. Protocole de mesure 90
IV.3.2.1. Perméabilité apparente comprise entre 10^{-18} et 10^{-15} m² 91
IV.3.2.2. Perméabilité apparente inférieure à 10^{-18} m² 91
IV.3.2.3. Perméabilité apparente supérieure à 10^{-15}m² 92

IV.4. Mesure et suivi des profils de teneurs en eau 93
IV.4.1. Technique expérimentale 93
IV.4.1.1. Principe de la détermination par gammamétrie 93
IV.4.1.2. Dispositif expérimental 94
IV.4.2. Protocole expérimental 96
IV.4.2.1. Etalonnage et calcul de la teneur en eau. 96
IV.4.2.2. Banc d'imbibition 97
IV.4.2.3. Programmation d'un essai. 98

IV.5. Mesure de la conductivité hydraulique d'échantillons fissurés 99
IV.5.1. Dispositif expérimental 99
IV.5.2. Protocole expérimental 100

IV.6. Plan d'expérience 101

Chapitre V. Perméabilité au gaz de bétons endommagés 103

V.1. Eprouvettes sollicitées en compression uniaxiale 103
V.1.1. Problématique 103
V.1.2. Préparation des échantillons 104
V.1.2.1. Sollicitation des éprouvettes 104
V.1.2.2. Extraction des disques 105
V.1.2.3. Préconditionnement 105
V.1.3. Comparaison des perméabilités 106
V.1.3.1. Teneur en eau après chaque étape de séchage 106
V.1.3.2. Partition du flux gazeux dans un échantillon endommagé 107
V.1.4. Effets des sollicitations mécaniques sur la perméabilité 108
V.1.4.1. Relation entre la déformation maximale subie et la perméabilité 109
V.1.4.2. Accroissement de la perméabilité en fonction du rapport $\varepsilon/\varepsilon_c$ 111
V.1.4.3. Evolution des écoulements par glissement 111
V.1.5. Effets du séchage 113
V.1.5.1. Accroissement absolu de perméabilité, $k_V(d) - k_Vo$ 113
V.1.5.2. Rapport d'accroissement de perméabilité, $k_V(d)/k_Vo$ 114
V.1.5.3. Flux de gaz pour une pression différentielle donnée 116
V.1.6. Relation endommagement – perméabilité 117
V.1.6.1. Considérations microstructurales 117
V.1.6.2. Evaluation de l'endommagement à partir de la courbe contrainte – déformation 117
V.1.6.3. Evaluation de l'endommagement par méthode ultrasonique 118
V.1.7. Conclusion 120

V.2. Eprouvettes sollicitées en traction par fendage 121
V.2.1. Position du problème 121
V.2.2. Préparation des échantillons 122
V.2.2.1. Découpe des disques de bétons 122
V.2.2.2. Préconditionnement des disques 122
V.2.2.3. Contrôle des teneurs en eau moyennes durant l'essai 123
V.2.2.4. Choix des éprouvettes 123
V.2.3. Effets des déformations latérales maximales sous contrainte, δ_{max} 124
V.2.3.1. Influence du déplacement latéral maximal sous contrainte sur la perméabilité 125
V.2.3.2. Relation entre le déplacement latéral sous contrainte et le déplacement latéral résiduel 126
V.2.4. Evolution de la fissuration des disques 128
V.2.4.1. Cartographie des fissures 128

V.2.4.2. Mesure et suivi de l'ouverture de la fissure principale après déchargement, w_1 130
V.2.5. Mesure de la perméabilité au gaz d'échantillons fissurés 131
V.2.5.1. Evolution du coefficient β_k 131
V.2.5.2. Transition entre écoulement laminaire et écoulement turbulent 133
V.2.6. Evolution de la perméabilité en fonction du déplacement latéral résiduel 136
V.2.6.1. Influence de la teneur en eau 136
V.2.6.2. Formulation théorique de l'accroissement de la perméabilité des disques fissurés 137
V.2.6.3. Evolution du rapport d'accroissement des perméabilités 140
V.2.7. Conclusions 146

Chapitre VI. Perméabilité à l'eau et diffusivité hydrique de bétons endommagés 147

VI.1. Perméabilité à l'eau des bétons fissurés 147
VI.1.1. Préparation des éprouvettes 147
VI.1.2. Evolution dans le temps de la perméabilité à l'eau des échantillons fissurés 148
VI.1.2.1. Evolution du débit d'eau de sortie sous gradient de pression constant 148
VI.1.2.2. Observation et analyse du phénomène à l'origine de la diminution de débit 148
VI.1.3. Comparaison des perméabilités mesurées à l'eau et au gaz 150
VI.1.3.1. Considération de l'écoulement turbulent 150
VI.1.3.2. Comparaisons des rapports k_{eau}/k_{gaz} selon les disques 151
VI.1.4. Conclusion 153

VI.2. Diffusivité hydrique des éprouvettes de béton sollicitées en compression uniaxiale 154
VI.2.1. Problématique 154
VI.2.2. Ecoulements liés aux imbibitions sous pression 154
VI.2.2.1. Equation générale des écoulements non saturés 155
VI.2.2.2. Transformée de Boltzmann 158
VI.2.2.3. Calcul de la perméabilité 161
VI.2.2.4. Calcul de la diffusivité hydrique 162
VI.2.3. Préparation des éprouvettes 164
VI.2.3.1. Endommagement des éprouvettes 164
VI.2.3.2. Découpes des éprouvettes 165
VI.2.3.3. Séchage des éprouvettes 166
VI.2.4. Plan d'expérience 167
VI.2.4.1. Eprouvettes testées 167
VI.2.4.2. Programmation de l'exécution des profils 167
VI.2.4.3. Mesures prises en comptes 169
VI.2.5. Traitement des résultats expérimentaux 170
VI.2.5.1. Profil des teneurs en eau 170
VI.2.5.2. Observation des résultats dans le repère $\theta = f(u)$ 174
VI.2.5.3. Lissage des profils types $\theta(u)$ 176
VI.2.5.4. Exploitation des profils types $\theta(u)$ obtenus 179
VI.2.5.5. Comparaison entre les éprouvettes saines et endommagées 182
VI.2.6. Influence de l'endommagement sur la diffusivité hydrique 184
VI.2.6.1. Evaluation de la diffusivité hydrique 184
VI.2.6.2. Comparaison entre le BO et le BHP. 186
VI.2.7. Détermination de la perméabilité à l'eau 187
VI.2.7.1. Volume d'eau infiltré 187
VI.2.7.2. Evaluation de la perméabilité 188
VI.2.8. Etude comparative des résultats obtenus 190
VI.2.8.1. Diffusivité hydrique 190
VI.2.8.2. Perméabilité 190
VI.2.9. Conclusion 193

Conclusions générales et perspectives 195

Bibliographie 201

Index des figures et des tableaux 209

Annexes 213

Principales notations

Lettres latines

	Signification physique	Unité
a	Teneur volumique en phase gazeuse	–
A	Surface spécifique	m^{-1}
A_{cm} B_{cm}	Coefficients relatifs à l'approche de Carman	$kg^{-1}.m^{3}.s$ $m^{2}.s^{-1}$
c	Capacité thermique massique	$J.kg^{-1}.K^{-1}$
c(h)	Capacité capillaire	m^{-1}
d_c	Diamètre critique des pores (porosimétrie mercure)	m
d_h	Diamètre hydraulique moyen	m
d	Variable d'endommagement tel que $d \in [0,1]$	–
D_θ	Diffusivité hydrique totale dans le matériau	$m^{2}.s^{-1}$
$D_{\theta l}$	Diffusivité de l'eau en phase condensée dans le matériau	$m^{2}.s^{-1}$
$D_{\theta vap}$	Diffusivité de l'eau en phase vapeur dans le matériau	$m^{2}.s^{-1}$
Do	Coefficient de diffusivité binaire de l'espèce considérée dans une phase déterminée	$m^{2}.s^{-1}$
D_{Tvap}	Coefficient de thermomigration en phase vapeur	$m^{2}.s^{-1}.K^{-1}$
E	Module d'Young	Pa
Eo	Module d'Young ou module d'élasticité du matériau sain	Pa
E(d)	Module d'élasticité du matériau endommagé	Pa
Eo_{dyn}	Module d'élasticité dynamique du matériau sain	Pa
f	Probabilité qu'un site fasse partie du réseau interconnecté	Pa
f_c	Résistance ou contrainte maximale en compression	Pa
f_t	Résistance ou contrainte maximale en traction	Pa
g	Accélération de la pesanteur	$m.s^{-2}$
h	Charge hydraulique (correspondant à la pression relative du fluide)	m
H	Niveau piézomètrique (correspondant à la pression motrice du fluide)	m
J	Densité de flux massique	$kg.m^{-2}s^{-1}$
J_q	Densité de flux de chaleur	$J.m^{-2}.s^{-1}$
k_A	Perméabilité apparente au gaz	m^2
k_V	Perméabilité intrinsèque (liée à un écoulement visqueux)	m^2
k_A*, k_V*	Perméabilité apparente et intrinsèque d'un milieu poreux modélisé par un assemblage de tubes	m^2
k_Vo	Perméabilité intrinsèque du béton sain	m^2
k_V(d)	Perméabilité intrinsèque du béton endommagé	m^2
k_{eau}	Perméabilité mesurée à l'eau	m^2

k_{gaz}	Perméabilité intrinsèque mesurée au gaz	m^2
K_l	Conductivité hydraulique à saturation	$m.s^{-1}$
Ko	Conductivité hydraulique du béton sain	$m.s^{-1}$
$K(\theta)$	Conductivité hydraulique globale d'un milieu non saturé ($K_{l(\theta)} + K_{vap\ (\theta)}$)	$m.s^{-1}$
$K_l(\theta)$	Conductivité hydraulique de la phase liquide pour $\theta \leq \theta_{sat}$	$m.s^{-1}$
$K_{vap}(\theta)$	Conductivité hydraulique de la phase vapeur pour $\theta < \theta_{sat}$	$m.s^{-1}$
K_{Gl}	Perméabilité intrinsèque aux écoulements par glissement	m
Kn	Nombre de Knudsen	–
l_δ	Longueur de référence pour la mesure des déformations latérales	m
L	Longueur de l'échantillon ou distance parcourue par le fluide	m
L_e	Longueur effective du déplacement du fluide	m
L_{vap}	Chaleur latente de vaporisation	$J.kg^{-1}$
M	Masse molaire	$kg.mol^{-1}$
M_v	Masse molaire de l'eau (0,018)	$kg.mol^{-1}$
N_A	Nombre d'Avogadro ($6{,}022.10^{23}$)	mol^{-1}
P	Pression	Pa
Q	Débit volumique	$m^3.s^{-1}$
r_p	Rayon poreux considéré pour la modélisation du milieu par un assemblage de tubes	m
R	Constante molaire des gaz (8,3143)	$J.K^{-1}mol^{-1}$
Re	Nombre de Reynolds	–
S	Section de cylindre ou d'éprouvette traversée par le fluide de percolation	m^2
t	Temps	s
T	Température absolue	K
u	Variable de Boltzmann	$m.s^{-1/2}$
u_s	Variable de Boltzmann relative au front de saturation ($z_s.t^{-1/2}$)	$m.s^{-1/2}$
u_h	Variable de Boltzmann relative au front d'humidité ($z_h.t^{-1/2}$)	$m.s^{-1/2}$
v	Vélocité ou vitesse moyenne du fluide	$m.s^{-1}$
$\bar{v}$	Vitesse moyenne des molécules de gaz	$m.s^{-1}$
V	Volume	m^3
V_o	Volume apparent du matériau	m^3
w	Ouverture moyenne d'une fissure	m
w_1	Ouverture moyenne de la fissure principale d'un disque de béton fissuré	m
z	Cote comptée positivement vers le haut	m
z_s	Cote du front de saturation en imbibition sous pression	m
z_h	Cote du front d'humidité	m

Lettres grecques

	Signification physique	**Unité**

α	Paramètre adimensionnel caractérisant le milieu poreux face à la diffusivité	–
β_k	Constante de Klinkenberg	Pa
α_t	Coefficients définis dans l'équation de Forchheimer, relative aux	m^{-2}
β_t	écoulement turbulent	m^{-1}
$\delta_{rés}$	Déplacement latéral résiduel des disques de béton	µm
δ_{max}	Déplacement latéral maximum sous contrainte des disques de béton	µm
Δ	Distance moyenne entre deux fissures	m
Δt	Intervalle de temps nécessaire à une mesure	s
ε	Déformation	–
ε_c	Déformation au pic de résistance en compression	–
ε_r	Déformation résiduelle après déchargement	–
ε_{Do}	Seuil d'endommagement (en déformation)	–
$\tilde{\varepsilon}$	Déformation équivalente (critère non symètrique)	–
ε_p	Porosité ouverte	–
ε_T	Porosité totale	–
ϕ	Diamètre des éprouvettes cylindriques	m
φ	Humidité relative de l'air	–
λ	Conductivité thermique	$W.m^{-1}.K^{-1}$
$\overline{\lambda}$	Libre parcours moyen des molécules de gaz	m
μ	Viscosité dynamique	Pa.s
ν	Viscosité cinématique	$m^2.s^{-1}$
θ	Teneur en eau volumique globale	–
θ_l	Teneur en eau volumique en phase liquide	–
θ_v*	Teneur en eau (liquide) volumique en équivalent de vapeur d'eau condensée	–
θ_τ	Angle de contact liquide- solide	rad
ρ	Masse volumique	$kg.m^{-3}$
ρ_o	Masse volumique apparente du matériau	$kg.m^{-3}$
σ	Contrainte	Pa
σ_s	Tension superficielle	$N.s^{-1}$
τ	Tortuosité	–
τ_{yx}	Composante de la contrainte tangentielle pour un écoulement plan (Oxy)	Pa
ω_l	Teneur en eau massique	–
ψ	Potentiel de succion capillaire (mètre de colonne d'eau)	m

Indices

A	Apparent

$_V$	Visqueux
$_g$	Gaz
$_l$	Liquide
$_{vap}$	Vapeur
$_{vs}$	Vapeur saturante
$_e$	Effectif
$_p$	Porosité ouverte
$_{sat}$	Saturation
$_c$	Compression
$_t$	Traction

Abréviations

BO	Béton Ordinaire
BHP	Béton Haute Performance
BHPF	Béton Haute Performance Fibré
C-S-H	Silicate de calcium hydraté
COD	Déformation (latérale) en traction “ Crack Opening Displacement ”
ECN	Ecole Centrale de Nantes
ERT	Equipe de Recherche Technologique
E/C	Rapport massique eau sur ciment entrant dans la composition du béton
HR	Humidité relative (φ)
IUT	Institut Universitaire de Technologie
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LGCNSN	Laboratoire de Génie Civil de Nantes – Saint-Nazaire
R&DO	Rupture et Durabilité des Ouvrages
VER	Volume élémentaire représentatif

Introduction

La perméabilité et la diffusivité hydrique sont les principaux paramètres caractérisant l'aptitude des bétons à véhiculer un fluide (en phases liquide et/ou vapeur). Ces deux paramètres sont considérés comme des " indicateurs de durabilité ". Ils dépendent fortement du réseau poreux, de sa connectivité et de la teneur en eau du matériau.

De nombreux travaux ont été développés pour mesurer directement ces paramètres ou pour établir et appliquer des modèles au matériau considéré comme sain et homogène. Or, dans une structure en béton le matériau est rarement "sain". En service, l'endommagement du matériau est lié aux diverses agressions extérieures, mécaniques et/ou chimiques, subies. Indépendamment des agressions d'origine chimique, les sollicitations mécaniques créent et développent une fissuration qui modifie la structure poreuse du matériau et par suite ses paramètres de transfert.

L'objectif de ce travail est d'aborder le couplage endommagement – perméabilité en se limitant à l'étude de l'incidence des sollicitations mécaniques sur les paramètres de transfert. Cette approche particulière, symétrique de celle consistant à considérer l'influence, via les paramètres de transfert, d'un endommagement d'origine chimique sur les caractéristiques mécaniques des matériaux, est fondamentalement complémentaire du point de vue de la durabilité des ouvrages en service (voir Figure 1).

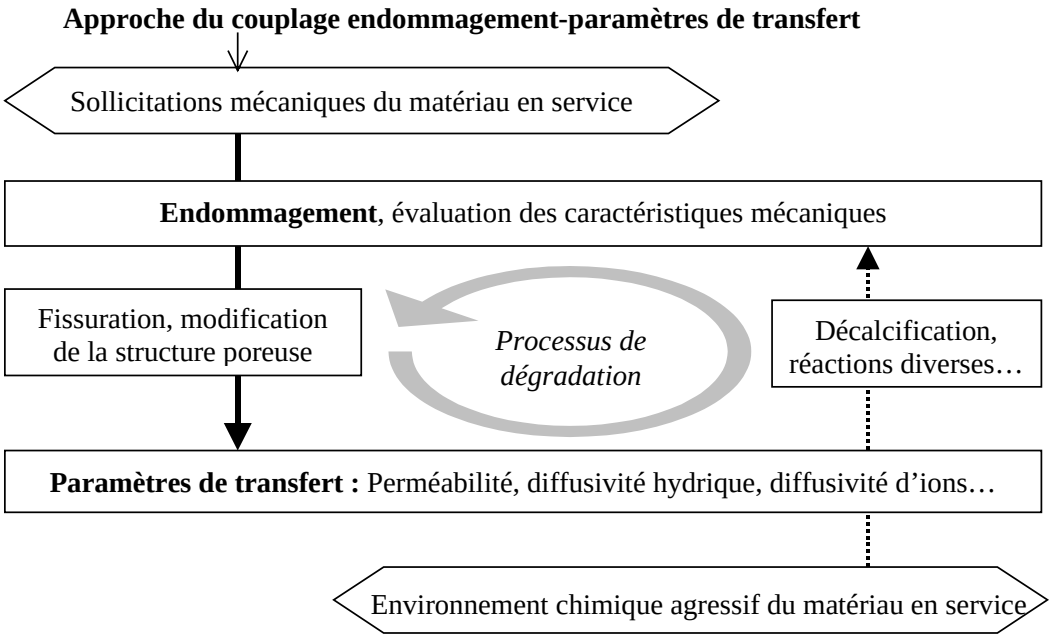


Figure 1 : *Schéma de la séquence considérée du couplage endommagement-paramètres de transfert dans la perspective de l'étude de la durabilité des bétons en service*

Sur le plan expérimental, les modifications de la structure poreuse du matériau peuvent être estimées selon différents modes d'évaluation :

– En considérant l'endommagement du milieu continu, avant limite de localisation, l'évaluation peut être relative à des paramètres globaux tels que la déformation ou la perte de raideur du matériau. Ce mode global trouve son intérêt lorsque l'endommagement du matériau est uniforme et que les déformations sont connues à l'échelle d'un volume représentatif.
– En considérant l'endommagement du milieu selon une approche discrète, l'évaluation nécessite le recensement et la caractérisation de tous les défauts sur une surface représentative. Ce mode discret nécessite toutefois un niveau d'endommagement suffisant pour que les fissures créées soient détectables avec des moyens d'observation conventionnels (microscopie optique).

Deux catégories d'endommagements sont alors considérées et générées sur des éprouvettes :

– Un endommagement quasi-uniforme et modéré est généré par l'application de compressions uniaxiales cycliques comprises entre 60% et 90% de la résistance du béton. Il se traduit par l'apparition progressive d'une microfissuration diffuse dans les éprouvettes qui est évaluée indirectement selon un mode global : déformation longitudinale sous contrainte et perte de raideur.
– Un endommagement localisé et intensif est obtenu par des compressions diamétrales d'éprouvettes cylindriques conduites successivement jusqu'à des stades de déformation croissants. Il se traduit par l'apparition de fissures identifiables et mesurables permettant un mode d'évaluation discret.

La perméabilité d'un matériau sous-entend une valeur intrinsèque, indépendante du fluide de percolation considéré. Dans le cas des bétons, le fait que l'eau ne soit pas inerte vis à vis de la matrice cimentaire, rend délicate la mesure de leur perméabilité à l'eau. La perméabilité des bétons trouve pourtant très souvent son application dans le cadre de la prédiction de la circulation d'eau en phase liquide à travers le matériau. Les méthodes expérimentales employées permettent de déterminer et de comparer les mesures de perméabilité au gaz et à l'eau pour des matériaux sains ou peu endommagés ou fissurés.

Dans une première partie, le cadre théorique de la mesure de ces paramètres et de ses applications aux bétons sains et endommagés est préalablement posé. Il convient aussi pour cette étude de répertorier tous les facteurs, à l'exception de ceux d'origine mécanique, influant sur les paramètres de transfert étudiés : confection des éprouvettes, préconditionnement des échantillons…

Par la suite, la perméabilité au gaz des différentes catégories d'éprouvettes sollicitées est mesurée à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type Cembureau dont l'équipement et le protocole d'utilisation sont adaptés selon le niveau d'endommagement ou la perméabilité des échantillons testés.

Enfin, la perméabilité à l'eau est déterminée pour les échantillons fissurés, par la mesure du débit d'eau percolant sous un gradient de pression constant et modéré. Pour les échantillons

sains ou peu endommagés, cette grandeur est accessible grâce aux mesures par gamma-densimétrie de la teneur en eau locale d'éprouvettes en imbibition simple et en imbibition sous pression. L'analyse par la transformation de Boltzmann des profils de teneur en eau obtenus permet alors d'accéder à la diffusivité hydrique puis à la perméabilité à l'eau.

Le travail expérimental mené a eu pour but de rechercher les réponses aux questions suivantes :

- Dans quelle mesure un endommagement quasi-uniforme et modéré, généré en compression uniaxiale augmente-t-il la perméabilité et la diffusivité hydrique des bétons ?
- Quelle est la perméabilité effective des bétons fissurés ?
- Quelles sont les proportions et les variations avec l'endommagement des écarts entre la perméabilité mesurée au gaz et la perméabilité mesurée à l'eau des bétons ?

La première phase de ce travail a été conduite dans le cadre du projet Gradient, thème de recherche OA9 du LCPC, piloté par Mme V. Baroghel-Bouny. Il concerne un béton ordinaire, BO, de composition définie. Afin d'élargir ces expériences à d'autres matériaux et d'établir des comparaisons entre différents matériaux, un béton " haute performance ", et un béton " haute performance " fibré (fibres métalliques), ont été étudiés.

Cette étude s'articule donc autour d'un travail expérimental, dans la perspective d'une recherche ultérieure de modélisation des transferts intégrant l'état d'endommagement des bétons.

Partie I : Aspects théoriques et synthèse bibliographique

Chapitre I. Caractéristiques microstructurales des bétons

I.1. Caractéristiques des milieux poreux

Les milieux poreux, à l'état naturel comprennent trois phases : solide, liquide et gazeuse. Les propriétés physiques d'un matériau poreux dépendent fortement de l'arrangement spatial de ces trois phases.

I.1.1. Volume des différentes phases

Le béton constitue un milieu poreux, qui est considéré dans cette approche comme indéformable. Pour le caractériser quelques paramètres sont couramment employés.

I.1.1.1. Paramètres d'état

	Notations	Formulation
Paramètres extensifs Volume de la phase i Masse de la phase i Masse totale ou apparente	 V_i m_i m_t	 V_s, V_l, V_g m_s, m_l, m_g $m_t = m_s + m_l + m_g$
Paramètres intensifs Masse volumique de la phase i, à la température T Masse volumique sèche apparente du solide Masse volumique apparente à saturation	 ρ_i ρ_o ρ_{sat}	 $\rho_i = \frac{m_i}{V_i}$ $\rho_o = \frac{m_s}{V_o}$ $\rho_{sat} = \frac{m_s + m_l}{V_o}$

I.1.1.2. Porosité du matériau

Dans le cas des milieux consolidés (béton ou roches), la porosité constitue une caractéristique intrinsèque du matériau (pour un état d'endommagement donné).

(1) Définition

La porosité totale ε_T est définie par le rapport entre le volume des pores V_p, et le volume total, ou volume apparent du matériau, V_o. Le volume total est par ailleurs composé du volume solide V_s, et du volume des pores V_p.

$$\varepsilon_T = \frac{V_p}{V_o} = \frac{V_p}{V_p + V_s} \qquad \text{(I-1)}$$

(2) Propriété

L'ensemble des pores est constitué de :

- Pores interconnectés qui forment un espace continu dans le milieu poreux et participent au transport de matière dans le matériau.
- Pores aveugles ou bras morts qui sont connectés uniquement par une voie. Ils peuvent donc être accessibles à un fluide extérieur mais ne participent pas au transport.
- Pores isolés qui ne communiquent pas avec le milieu extérieur.

La porosité ouverte $\varepsilon_,$ rassemble les deux premières catégories de pores précités. Dans le cas du béton, la proportion volumique de pores isolés est négligeable et ε_p peut être considéré comme égal à ε_T.

I.1.1.3. Teneur en eau

θ_l représente la teneur en eau volumique en phase liquide

$$\theta_l = \frac{V_l}{V_o} \qquad \text{(I-2)}$$

ω_l représente la teneur en eau massique en phase liquide

$$\omega_l = \frac{m_l}{m_t} \qquad \text{(I-3)}$$

La relation entre les teneurs en eau volumique, θ_l et massique ω_l est la suivante :

$$\theta_l = \frac{\rho_o}{\rho_l}\omega_l \tag{I-4}$$

a représente la teneur en eau volumique en phase gazeuse dont le volume est $V_g = V_p - V_l$.

$$a = \frac{V_g}{V_o} = \varepsilon_p - \theta_l \tag{I-5}$$

L'eau est aussi présente dans le matériau en phase vapeur. θ_{vap}* représente la teneur en eau volumique équivalente en phase condensée de la phase vapeur.

$$\theta_{vap}* = a\frac{\rho_{vap}}{\rho_l} \tag{I-6}$$

Par la suite on note la teneur en eau globale du matériau θ tel que :

$$\theta = \theta_l + \theta_{vap}* \cong \theta_l \tag{I-7}$$

Remarque : θ_{vap}* est très inférieure à θ_l. Par la suite, l'approximation entre θ et θ_l est toujours considérée.

I.1.1.4. Volume élémentaire représentatif

Les paramètres précédemment définis et à venir sont essentiellement des caractéristiques macroscopiques du milieu poreux.

Si G est une grandeur associée au milieu poreux considéré (par exemple : la perméabilité), alors la grandeur G à l'échelle macroscopique est définie comme la moyenne des grandeurs G à une échelle microscopique sur un volume équivalent au volume élémentaire représentatif soit :

$$<\Omega> = \frac{1}{V}\int \Omega.dV \tag{I-8}$$

Avec : $<\Omega>$ grandeur moyenne de Ω.
V, volume élémentaire représentatif.

En considérant $<\Omega>$ définie autour d'un point dans le volume d'une sphère de rayon r :

- si $r \in [0, r_o]$, $<\Omega>$ est sujet à de nombreuses fluctuations dues aux variations rapides de G à l'échelle du pore.
- si $r > r_o$, $<\Omega>$ peut soit se stabiliser soit être affectée de variations importantes par suite d'un effet d'hétérogénéité à grande échelle du milieu poreux ou des variations liées au processus de transfert lui-même conduisant à des variations de $<\Omega>$. Les fluctuations à

l'échelle du pore n'ayant plus d'effet notable, le volume défini par la sphère de rayon $r > r_o$ peut alors être considéré comme un volume élémentaire représentatif.

Le concept de volume élémentaire représentatif, V.E.R., introduit par Bear [BEA 72], correspond à un volume assez grand pour contenir un nombre de pores suffisamment important ce qui est nécessaire à une analyse statistique de ceux-ci. Cependant, ce volume doit aussi être suffisamment petit, relativement à l'étendue du domaine étudié, pour que les variations des paramètres de ce V.E.R. restent du second ordre lorsque celui-ci subit un déplacement élémentaire.

Le milieu poreux est alors assimilé à un milieu continu fictif équivalent où les différentes phases (solide, liquide et gaz), occupant tout l'espace géométrique se superposent et sont caractérisées par des champs continus de variables qui représentent une valeur moyenne sur un V.E.R. [BAR 94]. Les paramètres de transfert définis à partir de grandeurs macroscopiques (par exemple : teneur en eau), sont par conséquent aussi des paramètres macroscopiques.

I.1.2. Caractéristiques microstructurales

Outre la porosité précédemment définie, la circulation d'un fluide à l'intérieur d'un matériau poreux dépend aussi de la taille et de la morphologie des pores constitutifs du réseau.

I.1.2.1. Distribution de taille des pores

Si les pores sont considérés comme des entités distinctes du réseau, la distribution de taille reflète la répartition des volumes formés par les pores de rayon r_p. Elle est généralement représentée par une courbe : $\Delta V_p/\Delta r_p = f(r_p)$, où V_p est le volume des pores de rayon r_p. Le diamètre critique d_c, ou seuil de percolation, correspond au maximum de cette courbe de distribution et trouve son application dans le relation de Katz-Thompson, pour la détermination de la perméabilité intrinsèque du milieu.

Pour déterminer la distribution de tailles de pore, plusieurs méthodes expérimentales existent parmi lesquelles l'adsorption / condensation ou thermoporométrie et la porosimétrie mercure. La méthode d'intrusion au mercure constitue l'un des principaux outils d'investigation de la microstructure ou texture des matériaux poreux [BAR 94]. Elle permet généralement une investigation du réseau poreux dans une plage étendue de tailles de pore (de la macro à la mésoporosité), entre 40 Å, et 60 µm (voir annexe 1).

I.1.2.2. Diamètre hydraulique moyen

Dans la majorité des structures poreuses, la taille des pores est distribuée selon un large spectre de diamètre. Le premier moment de distribution est la taille moyenne des pores [DUL 79] (qui peut être différente du diamètre caractéristique d_c précédemment défini). Le diamètre hydraulique moyen d_h d'un échantillon poreux est défini selon la relation suivante :

$$d_h = 4\left(\frac{V}{A}\right) \tag{I-9}$$

où V représente le volume des pores et A leur surface développée interne. Le diamètre hydraulique moyen trouve son application notamment dans la formule de Carman-Kozeny appliquée à la perméabilité du milieu et pour laquelle A est la surface spécifique (m^{-1}) et V équivaut à la porosité ε_p.

I.1.2.3. Tortuosité et connectivité

La tortuosité, τ, peut être définie comme rapport de la distance parcourue par le fluide L_e sur la distance effective du déplacement L, ou bien, selon les auteurs, par le carré de ce rapport [QUE 91]. Cette dernière définition est celle proposée par Carman [CAR 56]:

$$\tau = \left(\frac{L_e}{L}\right)^2 \tag{I-10}$$

Avec: L_e : Longueur effective du déplacement du fluide, c'est à dire longueur moyenne des lignes de courant du fluide traversant l'échantillon.

L : Distance parcourue par le fluide, c'est à dire longueur de l'échantillon poreux dans la direction de l'écoulement.

La connectivité est un paramètre microscopique topologique qui caractérise le degré avec lequel une structure est connectée.

La connectivité C peut être définie selon Fischmeister, comme le plus grand nombre de branches du réseau pouvant être coupées sans créer de parties indépendantes, c'est à dire sans déconnecter de pores ou de nœuds du reste du réseau [DUL 79]. C peut s'écrire de la manière suivante :

$$C = b - n + 1$$

b : nombre de branches
n : nombre de nœuds

Dans un milieu poreux homogène à une échelle macroscopique, la valeur C de la connectivité est proportionnelle à la taille de l'échantillon.

Par contre, le nombre moyen de connections par nœud, z, est un paramètre macroscopique, indépendant de la taille du volume étudié. Quand un réseau poreux est modélisé par un réseau géométrique, z est aussi appelée connectivité-z.

I.2. Spécificités de la microstructure des bétons

I.2.1. Description de la phase solide

Le béton est par sa composition un matériau présentant une forte hétérogénéité. Par la suite, sont distingués les granulats de la pâte de ciment qui, lorsqu'elle est durcie, forme la matrice "cimentaire" du matériau.

I.2.1.1. Pâte de ciment

La phase solide de la pâte de ciment est formée de grains de ciment plus ou moins bien hydratés. Parmi les produits de l'hydratation il y a :

- Les silicates de calcium hydratés ou C-S-H. Ils sont les principaux produits de cette hydratation (au moins 50% d'une pâte de ciment ordinaire) et sont aussi appelés gel. Ils sont quasiment amorphes et forment un composé à structure colloïdale dont la composition en eau est variable et dépend de la pression de vapeur saturante au sein du matériau.

- Les autres hydrates qui se présentent sous forme de cristaux ont une évolution et une sensibilité à l'hygrométrie moindre. Ces derniers sont principalement :
  - La portlandite $Ca(OH)_2$, qui cristallise en plaquettes hexagonales essentiellement.
  - Les aluminates de calcium hydratés, dont la forme la plus stable C_3AH_6, cristallise sous forme cubique.
  - La géhlénite hydratée C_2ASH_8, qui cristallise en cristaux lamellaires.
  - Les sulfo-aluminates de calcium hydratés, parmi lesquels l'ettringite (C_3A, 3CS, H_{32}) qui cristallise sous forme d'aiguille.

Lors de l'hydratation du ciment, ces différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment anhydres initiaux. Ce mode de remplissage des vides originels crée un réseau poreux très complexe [BAR 94]. Les pores présents dans la pâte de ciment durcie ont donc une géométrie très complexe et des dimensions très étalées. Ils peuvent être répertoriés en deux catégories :
- Les pores "capillaires", vestiges des espaces intergranulaires de la pâte fraîche. Ils sont directement liés au rapport E / C et sont détectables par porosimétrie mercure.
- Les pores relatifs aux hydrates, inter et intra-cristallites (ou espaces inter-feuillets) [BAR 94]. Ils sont nettement plus petits que les précédents, et sont inhérents à la formation des hydrates et indépendants du rapport E / C

I.2.1.2. Granulats et interface pâte-granulats

Pour un béton, la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et les matériaux qu'elle enrobe, se traduit par une zone de pâte particulière appelée "auréole de

transition" ou interface pâte granulats [MAS 80]. Son épaisseur augmente avec la taille du granulat mais est toujours inférieure à 50 µm. Dans cette zone, la pâte de ciment présente une cohésion plus faible, due à un excès local d'eau, car au moment du gâchage, un film liquide s'adsorbe sur la surface du granulat. Tant du point de vue mécanique que du point de vue de la durabilité ou perméabilité, ces zones constituent les "maillons faibles" du matériau [BUI 92].

Les granulats peuvent être d'origine siliceuse ou calcaire. Dans le premier cas, l'interface pâte-granulat constitue une zone où les hydrates sont faiblement liés aux granulats et s'en détachent facilement. Lorsque les granulats sont plus poreux, "l'auréole de transition" se caractérise par une première couche, intimement liée au granulat par des liaisons de type physique et peut-être même chimique à la suite d'une dissolution superficielle du granulat et une deuxième couche avec une porosité plus grande mais constituée de produits d'hydratation mieux cristallisés et orientés [BAR 94]. Ainsi avec des granulats calcaires, le matériau présente de meilleures caractéristiques mécaniques et une perméabilité faible malgré la porosité des granulats.

Concernant la porosité des bétons, il convient d'ajouter à la porosité de la pâte de ciment précédemment décrite, les pores dus aux inclusions d'air durant le malaxage et/ou dus à l'air entraîné par les adjuvants, qui sont le plus souvent des cavités sphériques d'un rayon compris entre 1 et 50 µm environ. Il faut aussi tenir compte des fissures inhérentes au béton lui même. Ces dernières sont dues principalement aux retraits, retrait endogène lié à l'hydratation du ciment mais surtout au retrait de dessiccation lorsque le béton subit un séchage. Ces fissures ont des tailles de l'ordre de quelques µm mais peuvent être plus grandes dans la mesure où leurs ouvertures sont relatives au volume de matériau coulé.

I.2.2. L'eau dans les bétons

L'eau étant constitutive du matériau, il est parfois difficile d'évaluer le degré de liaison de l'eau avec la matrice solide. Trois degrés peuvent être distingués :

- l'eau chimiquement liée : c'est l'eau consommée au cours des réactions d'hydratation, combinée avec d'autres composants dans les hydrates ;

- l'eau adsorbée : c'est l'eau fixée à la surface de la matrice solide sous l'action de forces intermoléculaires de type force de Van der Waals, (cf § II.4.1.1.) ;

- l'eau capillaire et l'eau libre : l'eau capillaire est l'eau en phase condensée en phase condensée remplissant un capillaire sous l'effet de la condensation capillaire (cf § II.4.1.2.) Un cas particulier de l'eau capillaire est l'eau libre contenue dans les pores les plus gros et qui ne subit pas d'influence particulière des forces superficielles (elle est en équilibre avec la phase gazeuse par l'intermédiaire d'une interface plane).

Chapitre II. Transferts isothermes dans les bétons

Les paramètres de transfert sont la perméabilité et la diffusivité (hydrique et ionique).

La perméabilité et la diffusivité sont deux propriétés déterminantes qui sont dépendantes de la porosité du milieu poreux considéré, mais qui sont bien différentes dans leur principe :

- La perméabilité traduit l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression totale d'un fluide.

- La diffusivité traduit l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par une espèce chimique sous l'effet d'un gradient de concentration ou de pression partielle.

II.1. Lois phénoménologiques

II.1.1. Loi de Darcy

Cette relation établie par Darcy en 1856 est une application de loi de Hagen-Poiseuille au milieu poreux. A l'origine, elle trouve son application pour l'écoulement d'eau en milieu granulaire et est basée sur les hypothèses suivantes :

- Les forces d'écoulement dues à la viscosité prédominent sur les forces d'inertie.
- Les écoulements du fluide sont supposés laminaires.
- Le fluide d'infiltration est inerte vis à vis du milieu poreux, c'est à dire qu'il n'y a aucune interaction chimique ou physique, entre le fluide et le matériau.

La perméabilité d'un milieu poreux est définie comme le coefficient k_V (m^2) de la loi de Darcy :

$$\vec{v} = -\frac{k_V}{\mu}\vec{\nabla}P^* \qquad \text{(II-1)}$$

avec : - $\vec{v}$: vélocité ou vitesse macroscopique du fluide, flux en volume par unité de surface et de temps ($m.s^{-1}$).
- μ : viscosité dynamique du fluide (Pa.s)
- $\vec{\nabla}P^*$: gradient de pression motrice P^* du fluide ($Pa.m^{-1}$).

Dans le cas d'un fluide liquide de masse volumique ρ_l, dont la percolation ne se fait pas selon un plan horizontal, il convient de noter la différence entre le gradient de pression totale $\vec{\nabla}P$ et le gradient de pression motrice ou piézométrique $\vec{\nabla}P^*$ défini par la relation suivante :

$$\frac{\partial P^*}{\partial z} = \frac{\partial P}{\partial z} + \rho_l g \qquad \text{(II-2)}$$

où ρ_l est la masse volumique du liquide et z est la cote verticale comptée positivement vers le haut.

Dans le cas d'un gaz, la masse volumique ρ_g est faible et dans le cadre de nos expériences les mesures de pression se font à des cotes très voisines. Par suite, le gradient de pression motrice $\vec{\nabla}P^*$ du gaz sera considéré comme équivalent au gradient de pression totale $\vec{\nabla}P$ du gaz

La perméabilité k_V exprimée en m², représente la perméabilité intrinsèque du milieu. Selon Darcy, cette valeur est indépendante de la nature du fluide.

Par la suite on appellera percolation d'un fluide, la circulation d'un fluide à travers un réseau poreux sous l'effet d'un gradient de pression.

L'application de cette relation est envisagée par la suite en considérant un fluide de percolation, liquide, puis gazeux. Dans ce dernier cas, la prise en compte du mouvement de la phase gazeuse en milieu poreux est nécessaire à la détermination de la perméabilité intrinsèque, telle qu'elle est définie par Darcy.

II.1.2. Loi de Fick

La diffusivité de l'espèce C est définie comme le coefficient D_c ($m^2.s^{-1}$) de la première loi de Fick :

$$\vec{J}_c = -D_c \vec{\nabla}C \qquad \text{(II-3)}$$

avec $\vec{J}_c$: Densité de flux de la grandeur C

$\vec{\nabla}C$: Gradient de concentration de l'espèce diffusée

Dans le cas d'un gaz, le gradient de concentration, $\vec{\nabla}C$, peut aussi être le gradient de pression partielle de l'espèce C.

Si à cette équation est superposé un bilan local de conservation, l'équation (II-3) peut s'écrire sous la forme de la seconde loi de Fick :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \mathrm{div}\left(-D_c \vec{\nabla}C\right) \qquad \text{(II-4)}$$

Pour une phase donnée, C peut être la concentration, comme la fraction massique locale d'une espèce chimique donnée. En l'occurrence, C peut représenter la teneur en eau massique ω_l, ou bien la teneur en eau volumique θ_l, étant donné la proportionnalité entre ces deux grandeurs.

II.2. Ecoulements en milieu poreux

Ce chapitre récapitule les grandeurs associées aux fluides et les différentes hypothèses liées à leur percolation dans un réseau poreux, en vue d'évaluer la perméabilité intrinsèque du milieu considéré.

II.2.1. Caractéristiques des fluides d'infiltration

II.2.1.1. Viscosité

Fondamentalement, la viscosité est la propriété du fluide qui permet la détermination de la perméabilité. Dans l'hypothèse d'un écoulement plan (selon l'axe Ox et dans un plan perpendiculaire à l'axe Oy), la viscosité dynamique μ est définie selon la loi de Newton :

$$\tau_{yx} = \mu \frac{\partial v_x}{\partial y} \qquad \text{(II-5)}$$

Où τ_{yx} est l'effort tangentiel ou la force de friction entre deux couches de fluide " glissant " l'une sur l'autre. La viscosité est donc le coefficient de proportionnalité entre le gradient de vitesse et l'effort tangentiel τ_{yx} s'opposant au mouvement relatif du fluide.

Pour un liquide, la viscosité est due essentiellement aux forces d'attraction entre les molécules. Celles-ci diminuent avec l'augmentation de la température.

Pour un gaz, les forces d'attraction entre molécules sont négligeables, c'est le phénomène d'échange de quantité de mouvement entre les molécules de gaz qui détermine sa viscosité. Ce phénomène peut être influencé par la température, la pression, mais aussi par la taille des pores percolés. Contrairement aux liquides, la viscosité des gaz augmente avec la température.

II.2.1.2. Fluide en phase gazeuse

De manière générale, le comportement des gaz de faible masse volumique, pour une faible pression, est assez fidèlement décrit par la loi des gaz parfaits puisque les forces d'interactions entre molécules (forces de Van der Waals) sont négligeables. D'un point de vue pratique, à des températures supérieures ou égales au double de la température critique, on peut considérer la loi des gaz parfaits comme étant valable jusqu'à des pressions de l'ordre de

10 MPa. A partir de cette considération, quelques résultats de la théorie cinétique des gaz sont évoqués.

La vitesse moyenne des particules $\bar{v}$, n'est dépendante que de la température et est donnée par la relation suivante.

$$\bar{v} = \sqrt{\frac{8RT}{\pi M}} \qquad \text{(II-6)}$$

Le libre parcours moyen des molécules de gaz $\bar{\lambda}$ est la distance moyenne parcourue entre deux collisions intermoléculaires consécutives :

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{n_m \Sigma_m \sqrt{2}} = \frac{RT}{PN_A} \frac{1}{\Sigma_m \sqrt{2}} \qquad \text{(II-7)}$$

où n_m est le nombre de molécules par unité de volume, Σ_m la section efficace vis à vis des collisions telle que $\Sigma_m = 4\pi r_m^2$ avec r_m rayon de la molécule de gaz conformément au modèle des sphères rigides ; N_A représente le nombre d'Avogadro.

A une pression donnée, si la température double, la vitesse moyenne $\bar{v}$ double, mais la fréquence moyenne des chocs double également, si bien que le libre parcours moyen $\bar{\lambda}$ ne dépend pas de T.

La viscosité dynamique des gaz est fonction de la température. Contrairement à celle des liquides, elle augmente lorsque la température augmente. En revanche, elle n'est pas fonction de la pression (sur l'intervalle de pression considéré). Elle dépend en fait de la vitesse moyenne des particules $\bar{v}$, qui, selon la théorie de la cinétique des gaz, n'est dépendante que de la température, voir équation (II-6). En modélisant les molécules par des sphères rigides, l'équation de Chapman permet d'écrire l'expression suivante de la viscosité dynamique [CAR 56] :

$$\mu = \frac{1}{2}\bar{\lambda}\rho_g\bar{v} = \bar{\lambda}\, P\sqrt{\frac{2M}{\pi RT}} \qquad \text{(II-8)}$$

Concernant les essais de perméabilité au gaz, les fluides les plus utilisés sont l'azote (N_2), l'oxygène (O_2) ou encore l'argon ou le méthane [PER 92]. Les caractéristiques des deux premiers gaz sont rassemblées dans le Tableau II-1, tandis que les caractéristiques du CO_2 sont données à titre de comparaison. Ces caractéristiques peuvent être approchées selon les formules précédemment présentées, mais il s'agit de valeurs expérimentales [PER 96]. Par la suite, l'azote est utilisé comme fluide de percolation pour toutes les mesures de perméabilité au gaz.

		N_2	O_2	CO_2
M (g/mol)		**28,01**	32	44,01
Température critique (K)		**126,2**	154,8	304,2
Rayon r_m (Å)		**1,67**	1,5	2,07
Si P = 1 atm	$\bar{\lambda}$ (nm)	**65**	70	43
Si P = 1 atm et 20°C	$\bar{v}$ ($m.s^{-1}$)	**471**	440	375
	μ (Pa.s)	**$1,76.10^{-5}$**	$2,02.10^{-5}$	$1,46.10^{-5}$

Tableau II-1 : *Caractéristiques physiques de gaz employés pour des mesures de perméabilité*

Remarque : étant donné la température critique de l'azote, à 20°C (293 K), pour des pressions inférieures à 1 MPa, le gaz a un comportement qui peut être considéré comme celui d'un gaz parfait.

II.2.2. Ecoulement dans un tube capillaire

En première approche sont rappelées les hypothèses liées à un écoulement dans un tube capillaire cylindrique rectiligne, qui peut être considéré comme l'entité d'un chemin de percolation du réseau poreux : un pore de rayon moyen r_p.

Pour un écoulement unidirectionnel selon l'axe Ox, l'équation de Navier-Stokes dans un repère en coordonnées cylindriques d'axe Ox s'écrit :

$$\rho \frac{\partial v_x(r)}{\partial t} = -\frac{\partial P}{\partial x} + \mu \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial v_x(r)}{\partial r} \right) \right] \qquad \text{(II-9)}$$

où $v_x(r)$ est la vitesse locale du fluide, égale à sa composante selon x. Pour un écoulement laminaire permanent, le terme de gauche, ($\rho\, dv_x/dt$) est nul.

Pour un tube circulaire droit d'axe Ox et de rayon R, la résolution de l'équation précédente mène à la relation de Hagen-Poiseuille :

$$v_{vx} = \frac{R^2}{8\mu} \frac{dP}{dx} \qquad \text{(II-10)}$$

où v_{vx} est la vitesse moyenne de l'écoulement visqueux du fluide traversant la section droite du tube à l'abscisse x et P la pression de fluide à cette même abscisse.

Dans le cas d'un gaz, la vitesse d'écoulement est variable sur la longueur du tube, puisqu'elle augmente lorsque le gaz se détend. Seul le flux massique $\rho.v_{vx}$ reste constant le long du tube.

En appliquant la loi des gaz parfaits, $\rho(x)$ est proportionnel à $P(x)$ et l'équation (II-10) s'écrit aussi dans le cas d'un gaz.

Cette relation est vérifiée si les conditions aux limites du fluide au contact de la paroi intérieure du tube sont connues : le fluide visqueux adhère à la paroi et $v = 0$. Cette condition est fondamentalement nécessaire pour l'application de la loi de Darcy.

Le milieu poreux peut être, en première approche, grossièrement modélisé par un arrangement de tubes capillaires de rayon r_p en parallèle avec une porosité ε et une tortuosité τ, avec $r_p = d_h/2$ où d_h est le diamètre hydraulique moyen de l'espace poreux défini équation (I-9). La perméabilité k_V* de ce milieu hypothétique saturé en fluide peut alors se formuler de la façon suivante :

$$k_V^* = \frac{\varepsilon_p}{\tau}\frac{r_p^2}{8} \qquad \text{(II-11)}$$

Cette évaluation de la perméabilité constitue une première approche, les phénomènes d'écoulement inhérents au milieu poreux n'étant pas pris en considération dans cette relation.

II.2.3. Mouvement de la phase gazeuse en milieu poreux

Selon la théorie cinétique des gaz, trois régimes de transfert de la phase gazeuse en milieu poreux peuvent être distingués [MOY 87] : un régime d'écoulement visqueux régi selon la loi de Darcy, un régime de transport par diffusion classique régi par la loi de Fick, un régime de transport par effusion ou régime de Knudsen.

Ces trois modes d'écoulements sont illustrés en utilisant l'image très grossière du milieu poreux représenté par un arrangement de tubes capillaires de rayon $r_p = d_h/2$ en parallèle avec une porosité ε et une tortuosité τ.

II.2.3.1. Ecoulement visqueux

La loi de Poiseuille conduit classiquement à la relation (II-11) obtenue précédemment. Cet écoulement se produit sous l'effet d'un gradient de pression totale du fluide et produit un mouvement d'ensemble du gaz sans distinction de ses éventuelles différences de composants moléculaires. L'effet de viscosité pris en compte dans la loi de Darcy résulte de la collision des molécules de gaz entre elles.

II.2.3.2. Transport par diffusion classique

Il s'agit de la diffusion moléculaire libre d'un gaz indicé (a) (ou d'une vapeur d'eau) dans un gaz indicé (b). La diffusivité du gaz D_{ab}* s'écrit alors :

$$D_{ab}^{*} = \frac{\varepsilon_p}{\tau} D_{O\,ab} \qquad \text{(II-12)}$$

où D_{Oab} est le coefficient de diffusion binaire de (a) vers (b). Selon la théorie cinétique des gaz, ce coefficient est directement lié au libre parcours moyen $\overline{\lambda}$ et de la vitesse moyenne $\overline{v}$ des molécules de gaz. Pour des constituants de masses molaires proches, ce coefficient équivaut à :

$$D_{O\,ab} = \frac{1}{3}\overline{\lambda}\overline{v} \qquad \text{(II-13)}$$

En milieu continu, ce sont les chocs entre les diverses molécules qui gouvernent ce phénomène, mais dans un milieu où le gaz est confiné dans un volume restreint, comme un réseau de pores, la théorie précédemment présentée doit être adaptée.

II.2.3.3. Transport par effusion ou écoulement de Knudsen

Contrairement à la diffusion classique, dans un tube capillaire, le libre parcours moyen des molécules de gaz $\overline{\lambda}$ devenant grand devant la dimension des pores ou, en l'occurrence du rayon r_p des tubes capillaires du réseau hypothétique considéré, ce sont les chocs entre les molécules et les parois qui gouvernent la cinétique. Le coefficient de diffusion de Knudsen pour une espèce (a) donnée se déplaçant à la vitesse moyenne $\overline{v}$ peut donc s'écrire :

$$D_{aK} = \frac{4}{3} l_o \overline{v} \qquad \text{(II-14)}$$

où l_o dépend de la géométrie et de la loi de réflexion sur la surface.

Pour un tube circulaire long, droit, de rayon r_p avec une réflexion diffuse l_o est connue : $l_o = r_p/2$. Dans ce cas, toujours pour le même milieu poreux hypothétique, la relation (II-14) peut s'écrire :

$$D_{aK}^{*} = \frac{\varepsilon_p}{\tau} \frac{2r_p}{3} \overline{v} \qquad \text{(II-15)}$$

D_{aK}^{*} correspond au coefficient de diffusion de Knudsen ou à l'effusion du gaz dans un capillaire. Pour le cas où $\overline{\lambda} < r_p/3$ alors les molécules s'entrechoquent essentiellement avec les parois du capillaire [MOY 87]. Le terme de viscosité n'a donc plus lieu d'être. La vitesse moyenne du gaz dans ce milieu poreux hypothétique est donc uniquement relative au rayon r_p et à la pression moyenne $\overline{P}$ dans les capillaires et est telle que :

$$V_g \cong \frac{\varepsilon_p}{\tau} \frac{2r_p}{3\overline{P}} \overline{v} \qquad \text{(II-16)}$$

Cette relation est relative à l'écoulement de Knudsen ou à l'écoulement moléculaire libre dans un capillaire rectiligne long ($L >> r_p$).

Le nombre de Knudsen, Kn, est un paramètre adimensionnel qui peut servir de critère concernant le type d'écoulement qu'il convient de considérer. Ce nombre équivaut au rapport du coefficient de diffusion de Knudsen sur le coefficient de diffusion classique et est donné par la relation suivante :

$$Kn = \frac{D_{aK}^{*}}{D_{ab}^{*}} = \frac{4/3\, l_o}{1/3\, \bar{\lambda}} = \frac{2r_p}{\bar{\lambda}} \qquad \text{(II-17)}$$

II.2.3.4. Ecoulement par glissement

L'écoulement par glissement est le terme général qui désigne la part de l'écoulement liée au phénomène de non-adhérence du gaz au contact de la paroi des capillaires. Cet effet, mis en évidence par l'écoulement de Knudsen, provient de la collision des molécules de gaz avec les parois des pores qui, contrairement à la viscosité, résulte de la collision des molécules de gaz entre elles. Les conditions aux limites de l'écoulement visqueux qui aboutissent à la relation de Hagen-Poiseuille ne sont donc plus vérifiées. Le profil des vitesses dans le tube capillaire se trouve alors modifié et est représenté schématiquement en Figure 2.

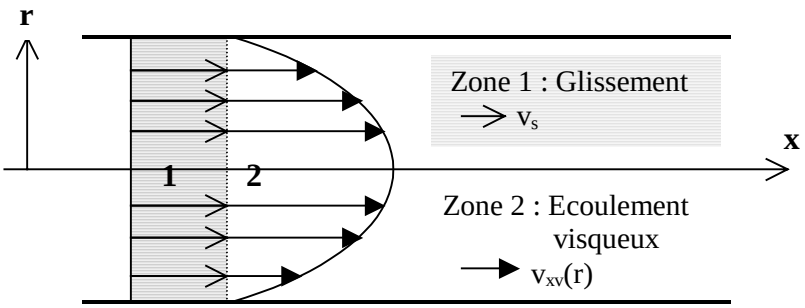


Figure 2 : *Profil des vitesses d'un gaz dans un capillaire sous l'effet d'un gradient de pression total*

Si v_s est la vitesse de glissement du fluide aux parois du capillaire, l'équation de Navier-Stokes, relation (II-9), permet de calculer le profil de vitesse dans le tube. En coordonnées cylindriques d'axe Ox (l'axe du tube) la vitesse du gaz sur une section droite est fonction de sa coordonnée radiale r, et est égale à sa composante axiale $v_{gx}(r)$ telle que :

$$v_{gx}(r) = -\frac{dP}{dx}\left[\frac{1}{4\mu}\left(r_p^{\,2} - r^2\right) + v_s\right] = v_{vx}(r) + v_s \qquad \text{(II-18)}$$

La vitesse locale du gaz dans un capillaire peut donc être considérée comme la somme de la vitesse locale d'écoulement due à la viscosité $v_{xv}(r)$ et de la vitesse d'écoulement due au glissement v_s.

Quel que soit le rayon du tube r_p, à l'interface entre le gaz et le capillaire la vitesse v_s n'est pas nulle. Les conséquences de cet effet de glissement agissent sur la surface intérieure du capillaire ou sur le périmètre de la section considérée. Pour des conditions de température et de pression données, v_s dépend de la variable géométrique r_p. L'écoulement visqueux agit sur tout le volume contenu dans le capillaire, ou sur toute la section droite considérée. Pour des conditions de température et de pression données, $v_{vx}(r)$ dépend de la variable géométrique r_p élevée au carré. Les effets de l'écoulement par glissement sont donc plus sensibles sur l'écoulement global lorsque que le rayon du tube capillaire est faible.

Klinkenberg [KLI 41] observe et montre que cet écoulement non visqueux aussi appelé "slip flow", est indépendant de la viscosité du fluide, et que sa contribution est d'autant plus significative que la perméabilité du milieu et la pression sont faibles. Il montre que l'application de la théorie de Kundt et Warburg à l'écoulement dans un capillaire rectiligne permet d'exprimer l'équation (II-18) par la relation suivante :

$$v_{gx}(r) = -\frac{dP}{dx}\frac{1}{4\mu}\left(r_p^{\,2} - r^2 + 2c\bar{\lambda}\, r_p\right) \qquad \text{(II-19)}$$

où c est une constante proche de 1.

En considérant toujours le même réseau poreux hypothétique, et en envisageant un cadre plus général, comme le cas de rayons de pore inférieurs au libre parcours moyen $\bar{\lambda}$, Carman [CAR 56], exprime la sommation des vitesses des écoulements visqueux et de glissement à partir des équations (II-11) et (II-16) sous la forme de l'équation suivante :

$$v_g = \frac{\varepsilon_p}{\tau}\left(\frac{r_p^{\,2}}{8\mu} + \delta\frac{2}{3}\frac{r_p\bar{v}}{P}\right)\frac{dP}{dx} \qquad \text{(II-20)}$$

où δ a une valeur comprise entre 1,04 et 0,59 selon le nombre de Knudsen considéré :

- si Kn proche de 0, c'est à dire $\bar{\lambda} >> r_p$, alors $\delta \cong 1$ et l'écoulement est du type de celui décrit par Knudsen : écoulement moléculaire libre ;

- si Kn proche de 1, c'est à dire $\bar{\lambda} \cong r_p$, alors δ est variable et l'écoulement est décrit comme transitoire ;

- si Kn >> 1, c'est à dire $\bar{\lambda} << r_p$, alors il se produit un écoulement par glissement et δ a une valeur qui tend vers une constante lorsque r_p augmente.

Dans ce dernier cas, il est à noter un point très important : les écoulements par glissement sont proportionnels à r_p dans la relation (II-20). Cette proportionnalité est d'ailleurs aussi exprimée sous une forme différente, dans le cadre d'écoulement par glissement par la relation (II-19). Cette hypothèse permet par la suite la distinction entre les écoulements visqueux et les écoulements non visqueux.

Dans le cas d'un milieu poreux, outre la taille moyenne des pores percolés, la constante δ dépend de l_o défini en (II-14), c'est à dire de la géométrie des pores et de leurs lois de

réflexion de surface. Néanmoins, selon Carman, δ est une valeur intrinsèque au milieu poreux. Cette valeur est généralement comprise entre 0,6 et 0,9 mais ne peut pas être déterminée avec précision à partir uniquement des caractéristiques de porosité du matériau.

Lorsque le rayon des capillaires r_p augmente (et $r_p > \overline{\lambda}$), le terme de viscosité devient prédominant. Le terme lié au phénomène de non adhérence du gaz au contact de la paroi des capillaires doit cependant toujours être pris en compte car la part de l'écoulement non visqueux qu'il engendre peut être non négligeable. En conséquence, le calcul de la perméabilité du milieu poreux hypothétique k_V* formulé par l'équation (II-11) n'est pas directement déductible de la mesure du débit de gaz sous un gradient de pression donné, puisque les conditions de l'application de la relation de Darcy ne sont pas pleinement satisfaites.

II.2.3.5. Ecoulement de diffusion de surface

Il s'agit en fait de transport des molécules de gaz adsorbées à la surface des pores. Cet écoulement est lié au gradient de pression dans le matériau poreux qui provoque lui-même un gradient de concentration de molécules adsorbées aux surfaces des pores à l'origine d'un écoulement additionnel.

Cependant, compte tenu du faible volume occupé par les couches de molécules adsorbées par rapport au volume des pores, cet écoulement a une influence négligeable sur le débit global de gaz [PER 92].

II.3. Perméabilité des bétons

La perméabilité d'un matériau poreux caractérise la capacité de ce matériau (gaz ou liquide) à se laisser traverser par ce fluide, sous un gradient de pression totale.

II.3.1. Fluide incompressible

Si l'on considère la percolation d'un fluide incompressible purement visqueux (tel que l'eau) à travers un milieu poreux saturé par ce fluide, la relation (II-1) peut être appliquée directement.

Pour des raisons de commodité, la perméabilité est souvent ramenée à la conductivité hydraulique K_l, en $m.s^{-1}$, appelée aussi coefficient de perméabilité. K_l est la conductivité du matériau à saturation. Lorsque la teneur en eau volumique du matériau est inférieure à la teneur à saturation, la conductivité hydraulique (ou perméabilité relative) notée $K_{l(\theta)}$ est inférieure à K_l et dépend de θ.

Contrairement à k_V, K_l dépend de la viscosité dynamique du fluide de percolation μ_l, et est définie selon k_V par la relation suivante :

$$K_l = k_V \frac{\rho_l g}{\mu_l} \qquad \text{(II-21)}$$

avec : - ρ_l, masse volumique du fluide

La relation de Darcy (II-1) s'écrit alors communément :

$$Q = K_l S \frac{\Delta H}{L} \qquad \text{(II-22)}$$

avec : - Q, débit volumique
- S, section de matériau poreux traversé
- ΔH, différence de niveau piézométrique, ou perte de charge en mètres de colonne d'eau (mce)
- L , longueur de matériau traversé par le flux

Dans le cas de l'eau à 20°C, la viscosité dynamique du fluide μ_l est d'environ 10^{-3} Pa.s. Une perméabilité de 1 m^2 correspond donc à une conductivité hydraulique de l'ordre de 10^7 $m.s^{-1}$.

II.3.2. Fluides compressibles

La loi de Darcy ne peut pas être directement appliquée aux gaz pour deux raisons essentielles :

- Les gaz sont des fluides compressibles.
- L'écoulement gazeux n'est pas purement visqueux. Ce point a été évoqué au paragraphe II.2.3.

Dans un premier temps, la deuxième raison est provisoirement écartée. Il est supposé un écoulement purement visqueux pour définir en première approche, la perméabilité apparente k_A d'un matériau poreux. Ensuite, la détermination de la perméabilité intrinsèque k_V, relative uniquement aux écoulements visqueux du gaz est déterminée à partir de différentes mesures de k_A.

II.3.2.1. Percolation d'un gaz à travers un échantillon

Le gaz doit être inerte vis à vis de la structure poreuse. Le dioxyde de carbone, CO_2, est à proscrire en raison de son interaction avec les composés de la pâte de ciment hydratée, par carbonatation de la chaux hydratée. Par ailleurs, ce gaz doit être parfaitement sec. L'air, de ce point de vue, pose donc des problèmes.

Dans le cas de fluide compressible, en cas de régime permanent, la vitesse varie en tout point avec la pression. Par contre le débit massique reste constant en tout point. Les conditions aux limites imposées à un disque de béton sont alors décrites dans la Figure 3.

Si le matériau est supposé homogène selon l'axe des abscisses x et lorsque les pressions à l'intérieur de celui-ci sont à l'équilibre (en régime d'écoulement permanent), la pression de gaz dans le matériau ne dépend que de la variable spatiale x. Si le matériau est homogène selon l'axe d'écoulement, le gradient de pression est aussi supposé constant dans le volume de l'échantillon.

Les relations suivantes sont établies en considérant un disque de béton de longueur L et de section S, avec P_1, la pression du fluide à l'entrée et P_2, la pression du fluide à la sortie, (cf Figure 3)

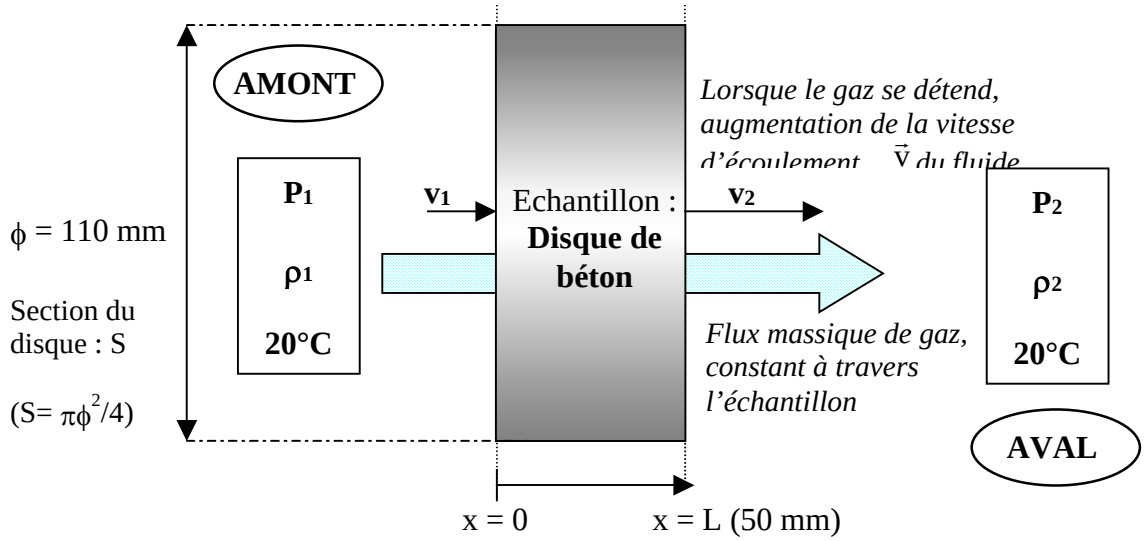


Figure 3 : *Récapitulatif des grandeurs associées à la percolation d'un gaz à travers un disque de béton lors d'un essai de perméabilité*

II.3.2.2. Détermination de la perméabilité apparente

La continuité du débit massique dans l'échantillon implique :

$$\rho_1 v_1 = \rho_2 v_2 = \rho v = \text{Constante}, \forall x \qquad \text{(II-23)}$$

où ρ et v sont respectivement la masse volumique et la vitesse du gaz à la même abscisse x d'un point quelconque de l'échantillon. Mais la vitesse du gaz n'est pas la vitesse due uniquement à un écoulement visqueux, (voir § II.2.3.4 et relation (II-20)). Le principe expérimental de détermination de la perméabilité repose sur la mesure du débit Q pour un gradient de pression donné. Par la suite il est défini k_A, perméabilité apparente au gaz calculée à partir du débit global de gaz Q mesuré traversant l'échantillon par application directe de la loi de Darcy.

En réalité, le débit global de gaz traversant l'échantillon est dû aux écoulements visqueux et aux écoulements par glissement, (voir § II.2.3.4). La perméabilité apparente k_A, n'est alors pas la valeur de la perméabilité intrinsèque recherchée, puisqu'elle est dépendante de la pression moyenne du gaz dans l'échantillon. k_A constitue une valeur approchée par excès de la perméabilité intrinsèque k_V.

L'application de la relation de Darcy (équation (II-1)) pour le cas d'un gaz s'écrit :

$$\rho v = -\rho \frac{k_A}{\mu} \frac{dP}{dx} \qquad \text{(II-24)}$$

A de faibles pressions, les gaz employés peuvent être considérés comme parfaits : la masse volumique ρ est donc proportionnelle à la pression P.

$$\rho = \frac{M}{RT} P \qquad \text{(II-25)}$$

L'équation (II-23) peut donc s'écrire,

$$Pv = -\frac{k_A}{\mu} P \frac{dP}{dx} = -\frac{k_A}{\mu} \frac{1}{2} \frac{dP^2}{dx} \qquad \text{(II-26)}$$

L'écoulement est supposé isotherme, et pour de faibles variations de pression, μ peut être considéré comme indépendant de P. D'après les équations (II-23) et (II-24), le premier terme de l'équation (II-26), Pv, demeure constant quelle que soit l'abscisse x considérée. En intégrant sur la longueur de l'échantillon traversée par le fluide (de x = 0 à x = L), la relation suivante est obtenue :

$$Pv\,L = -\frac{k_A}{\mu} \frac{\left(P_2^{\,2} - P_1^{\,2}\right)}{2} \qquad \text{(II-27)}$$

En considérant que les mesures de débits soient effectuées en aval, à la pression P_2, la relation (II-27) donne :

$$v_2 = \frac{k_A}{\mu} \frac{\left(P_1^{\,2} - P_2^{\,2}\right)}{2LP_2} \qquad \text{(II-28)}$$

Si l'on pose :

- P_m : pression moyenne du fluide au sein de l'échantillon, $P_m = \frac{(P_1 + P_2)}{2}$
- ΔP : différence, ou la chute de pression, $\Delta P = P_1 - P_2$

l'équation (II-28) peut aussi s'écrire :

$$v_2 = \frac{k_A}{\mu}\frac{P_m}{P_2}\frac{\Delta P}{L} \qquad \text{(II-29)}$$

La perméabilité apparente peut donc être obtenue par des essais avec un perméamètre à charge constante en appliquant directement la relation suivante :

$$k_A = \frac{Q_2}{S}\frac{2\mu L P_2}{\left(P_1^{\,2} - P_2^{\,2}\right)} \qquad \text{(II-30)}$$

où Q_2 est le débit volumique de sortie à la pression P_2, tel que $Q_2 = v_2 S$.

La perméabilité apparente k_A ainsi définie est en réalité fonction de la pression moyenne $\overline{P}$ du gaz dans l'échantillon. Elle diminue lorsque que la pression moyenne $\overline{P}$ augmente.

II.3.2.3. Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre d'écoulements laminaires

La perméabilité intrinsèque dépend de la viscosité du fluide. Elle peut uniquement être déterminée à partir des écoulements visqueux qui ont lieu dans l'échantillon lors de la percolation du gaz. Il est donc nécessaire d'identifier la proportion des écoulements visqueux et des écoulements par glissement à travers l'échantillon.

Plusieurs méthodes existent pour calculer cet écoulement par glissement, mais la méthode la plus répandue est celle de Klinkenberg, traduite par l'équation (II-31), qui permet de déterminer la perméabilité intrinsèque k_V, relative uniquement aux écoulements visqueux, à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente à différentes pressions.

La connaissance de la proportion des écoulements purement visqueux par rapport à l'écoulement global du gaz dans l'échantillon, évoquée § II.2.3.4, est donc essentielle. Pour cela, il existe différentes méthodes permettant d'isoler la part des écoulements gazeux visqueux des écoulements non visqueux, à partir de plusieurs mesures de k_A relatives à des pressions moyennes de gaz différentes.

(1) Approche de Klinkenberg

L'approche de Klinkenberg [KLI 41] est la plus connue et la plus utilisée.

A partir de l'observation selon laquelle les écarts entre la perméabilité mesurée avec un liquide et la perméabilité (apparente) mesurée avec un gaz sont de plus en plus faibles lorsque la pression augmente, Klinkenberg établit une évaluation du coefficient de perméabilité intrinsèque k_V, en fonction du coefficient k_A et de l'inverse de la pression moyenne.

$$k_A = k_V\left(1 + \frac{\beta_k}{P_m}\right) \qquad \text{(II-31)}$$

avec : - P_m :pression moyenne, $P_m = (P_1 + P_2)/2$
- β_k : coefficient de Klinkenberg (Pa)

Le coefficient β_k est fonction de la porosité du milieu et du gaz infiltré. Il augmente avec la perméabilité du milieu.

La signification physique de cette approche est la suivante : la perméabilité intrinsèque k_V est la valeur limite de la perméabilité apparente k_A lorsque la pression moyenne du fluide tend vers l'infini, c'est à dire lorsque le gaz tend vers une phase condensée (liquide).

La méthode de détermination de k_V consiste à effectuer une régression linéaire des différentes mesures de perméabilité apparente effectuées pour des pressions d'injection différentes selon l'inverse de la pression moyenne. Elle est illustrée en Figure 4 à partir de mesures réalisées sur un disque de béton ordinaire BO. Les mesures relatives aux pressions différentielles distinctes doivent, dans le cas d'écoulement laminaire et par glissement, se corréler avec une bonne précision.

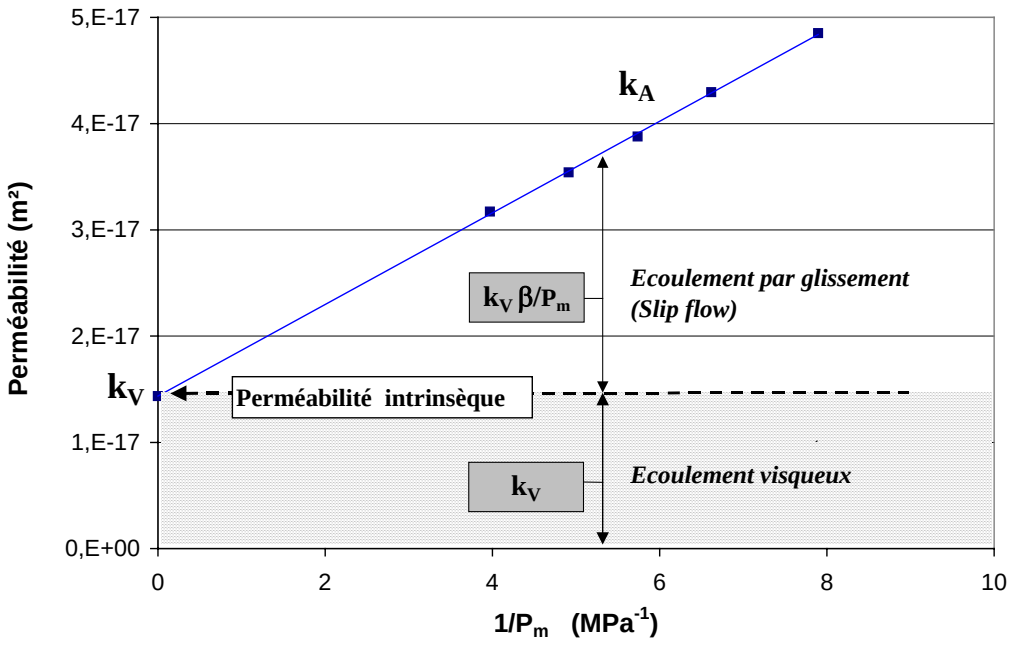


Figure 4 : *Exemple et interprétation d'un graphe $k_A = f(1/P_m)$ obtenu à partir de mesures expérimentales pour un BO*

Il est à noter que la perméabilité intrinsèque, k_V, doit son qualificatif uniquement au fait d'être significative du seul écoulement visqueux. Sa valeur dépend encore du degré de saturation du matériau lors des essais. k_V augmente lorsque la teneur en eau diminue [ABB 99].

D'après l'équation (II-31), le débit des écoulements par glissement Q_{gliss}, est proportionnel au terme $k_V\beta_k / P_m$ tandis que le débit des écoulements visqueux Q_{visq} est proportionnel à k_V (Figure 4). Pour une pression différentielle définie, l'équation (II-32) donne le rapport de ces débits.

$$\frac{Q_{gliss}}{Q_{visq}} = \frac{\beta_k}{P_m} \qquad \text{(II-32)}$$

Si la pression moyenne augmente, le libre parcours moyen des molécules de gaz diminue et la part des écoulements par glissement décroît. Lorsque la pression moyenne P_m est égale à β_k, le débit dû aux écoulements visqueux équivaut au débit dû aux écoulements par glissement. Par ailleurs, si le rayon moyen des pores traversés par le flux de gaz augmente, la part des écoulements par glissement décroît et le rapport donné par l'équation (II-32) proportionnel à β_k diminue. La valeur de β est donc significative de la finesse du réseau poreux emprunté par le gaz lors de son écoulement. Elle est intrinsèque au matériau, pour un état de saturation donné.

(2) Approche de Carman

Cette approche permet, à partir de mesures de perméabilité aux gaz, de définir les perméabilités intrinsèques k_V et K_{Gl} relatives aux écoulements visqueux et aux écoulements par glissement respectivement. De manière analogue à l'approche de Klinkenberg, elle se traduit sur le plan expérimental par plusieurs mesures de débits massiques pour des pressions moyennes différentes afin d'identifier les coefficients A_{cm} et B_{cm} de la relation suivante :

$$P_2 v_2 \frac{L}{\Delta P} = A_{cm} P_m + B_{cm} \qquad \text{(II-33)}$$

Les paramètres A et B sont les constantes de Carman. La constante A correspond à la pente de la courbe exprimant le terme de gauche en fonction de la pression moyenne P_m, tandis que la constante B correspond à l'ordonnée à l'origine.

Pour un gaz non adsorbant, la perméabilité apparente au gaz, k_A peut être exprimée en fonction de la perméabilité intrinsèque pour les écoulements visqueux, k_V, et du coefficient de perméabilité intrinsèque pour les écoulements de glissement, K_{Gl} (m) [CAR 56]. Cette propriété est restreinte aux gaz non adsorbants car dans ce cas la diffusion de surface est nulle. Cependant, dans le cas du béton, cette diffusion de surface est négligeable, et la propriété énoncée peut être étendue à d'autre gaz.

Les coefficients notés k_V et K_{Gl} peuvent donc être considérés comme intrinsèques au matériau et les coefficients A_{cm} et B_{cm} déterminés par corrélation s'expriment par :

$$A_{cm} = \frac{k_V}{\mu} \qquad \text{(II-34)}$$

$$B_{cm} = \frac{4}{3} K_{Gl} \bar{v} \qquad \text{(II-35)}$$

Le caractère intrinsèque des coefficients k_V et K_O peut être démontré par l'utilisation de différents gaz de percolation et par le fait que les valeurs des produits $A_{cm}\mu$ et $B_{cm}/M^{1/2}$ pour un matériau donné demeurent indépendantes du gaz employé [CAR 56]. Ce point a été

confirmé pour différents types de béton dont des BHP en utilisant de l'azote, de l'argon et de l'hélium comme gaz de percolation [PER 92], [PER 99].

La relation (II-29) permet aussi d'écrire la relation (II-33) sous la forme suivante :

$$k_A = \frac{P_2 V_2 \mu}{P_m} \frac{L}{\Delta P} = k_V \left(1 + \frac{\frac{4}{3} \frac{K_{Gl}}{k_V} \mu \bar{v}}{P_m} \right) \qquad \text{(II-36)}$$

Cette approche basée sur des mesures de débit massiques de gaz est donc identique à celle de Klinkenberg, définie relation (II-31), en identifiant le coefficient β_k comme suit :

$$\beta_k = \frac{B_{cm}}{A_{cm}} = \frac{4}{3} \frac{K_{Gl}}{k_V} \mu \bar{v} \qquad \text{(II-37)}$$

Les coefficients A_{cm} et B_{cm} sont déterminés par une régression linéaire, de façon analogue à β_k et k_V dans l'approche de Klinkenberg, mais dans un repère différent. Ces relations sont basées sur l'hypothèse d'écoulements par glissements c'est à dire sur l'hypothèse que le coefficient δ de l'équation (II-20) est constant. Le coefficient K_{Gl}* relatif au milieu poreux hypothétique représenté par un arrangement de tubes capillaires de rayon $r_p = d_h/2$ en parallèle avec une porosité ε et une tortuosité τ (voir § II.2.3.1), est défini selon la relation de Kozeny modifiée [CAR 56] par la relation suivante :

$$K_{Gl}^* = \frac{\varepsilon_p}{\tau} \frac{\delta r_p}{2} \qquad \text{(II-38)}$$

Dans la mesure où la perméabilité est évaluée à partir de la mesure du débit de gaz, la perméabilité apparente du milieu poreux hypothétique, k_A*, considérée à la pression moyenne $\bar{P}$, peut s'écrire, d'après l'équation (II-36), sous la forme suivante :

$$k_A^* = k_V^* + \frac{\varepsilon_p}{\tau} \frac{4}{3} \frac{K_{Gl}^* \mu \bar{v}}{\bar{P}} = \frac{\varepsilon_p}{\tau} \left(\frac{r_p^2}{8} + \frac{\frac{4}{3} K_{Gl}^* \mu \bar{v} r_p}{\bar{P}} \right) \qquad \text{(II-39)}$$

L'expression de la vitesse du gaz v_g établie par la relation (II-20), sous la forme d'un terme relatif à l'écoulement visqueux et d'un terme relatif à l'écoulement de glissement permet d'aboutir à la même relation.

Le coefficient δ, équation (II-20) et (II-38), demeure difficile à évaluer à partir des caractéristiques de porosité uniquement. La méthode expérimentale consistant à effectuer plusieurs mesures de perméabilité apparente pour des pressions moyennes différentes demeure la meilleure méthode de détermination des coefficients intrinsèques k_V et K_O.

II.3.2.4. Détermination de la perméabilité intrinsèque dans le cadre d'écoulements turbulents

Lorsque les vitesses d'écoulement d'un fluide liquide ou gazeux sont importantes, l'écoulement devient turbulent. Les fluctuations dans le temps des vitesses locales amènent à une viscosité ou une résistance supplémentaire à l'écoulement dans le tube qui ne peuvent pas être négligées. La relation de Darcy, comme la relation de Hagen-Poiseuille, n'est plus applicable.

Les vitesses d'écoulement élevées sont obtenues en premier lieu pour les fluides de faible viscosité lorsque la perméabilité du milieu est élevée [GUE 92]. En pratique, lorsque le flux de gaz est canalisé par un chemin d'écoulement préférentiel opposant une faible résistance à la percolation du gaz, comme dans une fissure par exemple, les vitesses d'écoulement peuvent être suffisamment importantes pour engendrer un écoulement turbulent.

(1) Méthode de détermination

Pour un flux monophasique à travers un milieu poreux, unidirectionnel à l'échelle macroscopique selon l'axe Ox (cf Figure 3), l'équation du flux est de la même forme que l'équation de Forchheimer (1901) [DUL 79].

$$-\frac{dP}{dx}=\alpha_t \mu v+\beta_t \rho v^2 \qquad \text{(II-40)}$$

Cette équation peut être appliquée dans le cas d'un flux de liquide ou de gaz. Il est à noter que dans le cas d'un gaz, si l'écoulement est turbulent dans les chemins de percolation, la vélocité du fluide y est importante et la contribution des écoulements par glissement peut alors être négligée.
L'équation (II-40) traduit la superposition de la résistance du milieu poreux à l'écoulement due à la viscosité d'une part, et due aux forces inertielles intervenant en régime turbulent d'autre part. Lorsque v est faible, le terme ρv^2 peut être négligé, et l'équation traduit alors la relation de Darcy, équation (II-1), en identifiant le coefficient α_t à :

$$\alpha_t=\frac{1}{k_V} \qquad \text{(II-41)}$$

Lorsque v augmente, le coefficient β_t, facteur de ρv^2 traduit la résistance due au forces inertielles du fluide s'opposant à l'écoulement à travers le milieu poreux considéré. Il est à noter que, contrairement à α_t, le facteur β_t n'est pas véritablement une constante spécifique du milieu, mais est généralement aussi fonction de la vitesse d'écoulement v. Cependant β_t ne varie pas rapidement, et dans de nombreuses applications, sa variation dans un intervalle de vitesses d'écoulement limité peut être négligée [CAR 56]. En considérant ce cas les paramètres α_t et β_t peuvent être identifiés à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente k_A.

Le débit volumique considéré est le débit volumique mesuré en aval à la pression P_2 qui est proportionnel à v_2. Le flux massique de gaz est comme précédemment supposé constant dans l'échantillon et l'équation (II-23) peut aussi s'écrire :

$$v = \frac{\rho_2 v_2}{\rho} \tag{II-42}$$

L'équation (II-40), peut donc s'écrire sous la forme suivante :

$$-\frac{1}{\rho_2 v_2}\rho\frac{dP}{dx} = \alpha_t\mu + \beta_t\rho v \tag{II-43}$$

Pour des vitesses d'écoulement modérées, l'écoulement peut être considéré comme isotherme, et l'application de la relation des gaz parfaits donne :

$$-\frac{1}{P_2 v_2}P\frac{dP}{dx} = \alpha_t\mu + \beta_t\frac{M}{RT}Pv \tag{II-44}$$

Le dernier terme de l'équation, Pv, est alors considéré comme constant. En intégrant sur la longueur de l'échantillon traversée par le fluide selon x (de x = 0 à x = L), la relation suivante est obtenue :

$$\frac{\left(P_1{}^2 - P_2{}^2\right)}{2\mu L P_2 v_2} = \alpha_t + \frac{\beta_t}{\mu}\frac{M}{RT}Pv \tag{II-45}$$

D'après la relation (II-30) déterminant la perméabilité apparente k_A selon le débit aval, le terme de gauche équivaut à l'inverse de k_A, et d'après la relation (II-41), le coefficient α_t est égal à l'inverse de k_V. En considérant le débit de sortie $Q_2 = Sv_2$, l'équation (II-45) peut donc s'écrire :

$$\frac{1}{k_A} = \frac{1}{k_V} + \left(\beta_t\frac{M}{RT}\frac{P_2}{\mu S}\right)Q_2 \tag{II-46}$$

L'inverse de k_A est alors présenté comme une fonction affine de Q_2 dont l'ordonnée à l'origine est égale à l'inverse de k_V. Cette fonction, $1/k_A = f(Q_2)$, peut être identifiée à partir de plusieurs mesures de k_A pour des débits d'écoulement turbulents différents. Ces débits sont obtenus en faisant varier la pression d'injection.

(2) Remarque sur le nombre de Reynolds

Concernant les écoulements monophasiques en milieux poreux, deux approches peuvent être distinguées : l'une considère l'écoulement du fluide autour de particules solides de diamètre moyen relatif à d_h, l'autre considère l'écoulement du fluide dans une succession de conduites de diamètre hydraulique moyen d_h [DUL 79]. Le nombre de Reynolds est modifié dans le cas d'un milieu poreux, et est défini selon la relation suivante [CAR 56] :

$$Re = \frac{4\varepsilon_p \rho v}{A\mu} = \frac{d_h \rho v}{\mu} \qquad \text{(II-47)}$$

Selon l'approche où l'on considère que le fluide circule dans une succession de conduites de diamètre hydraulique d_h (définie § I.1.2.2, la relation (II-47) peut aussi s'exprimer en fonction de la porosité ε_p et de la surface spécifique A. Dans une conduite circulaire lisse la transition de l'écoulement visqueux en écoulement turbulent se produit pour Re ≅ 2000, et se traduit par une brusque augmentation de la résistance de l'écoulement dans la conduite. Par contre, dans un milieu poreux, la transition entre ces deux types d'écoulement est très graduelle et peut être considérée dès que Re = 1, [CAR 56], [GUE 92]. Cet étalement de la transition provient de la dispersion des diamètres hydrauliques des pores empruntés par le fluide dans l'ensemble du réseau poreux. Si pour un chemin d'écoulement préférentiel, dans une fissure par exemple, l'écoulement est analysé, il est probable que la zone de transition laminaire-turbulent soit plus réduite.

II.4. Diffusivité hydrique dans un béton

Dans les structures de bâtiment, les transferts internes d'humidité peuvent se développer en phases gazeuse et/ou liquide [BAS 89], [BOR 88], [CRA 96], [DAI 86], [MOY 87]. La nature et l'intensité de ces transferts à l'échelle macroscopique dépendent des propriétés intrinsèques des matériaux utilisés qui peuvent induire des phénomènes particuliers.

II.4.1. Eau et milieux poreux

II.4.1.1. Adsorption

L'adsorption se manifeste par la formation de couches d'eau sur la surface des pores du matériau. Elle répond à un processus de fixation de l'humidité. Ce phénomène est lié aux forces de Van der Waals agissant entre les molécules d'eau en phase gazeuse et la surface développée du matériau.

Pour une humidité relative faible, $\varphi < 20$ %, il se produit un adsorption mono-moléculaire. Le modèle de Langmuir (1918) rend compte correctement de ce phénomène.

Pour une humidité relative de l'ordre de 50%, il se produit une adsorption pluri-moléculaire. Les modèles " B.E.T. ", (Brunauer, Emmett, Teller) et " G.A.B. ", (Guggenheim, Anderson, Beboer) rendent compte de ce phénomène pour une humidité relative supérieure à 20%.

Au-delà d'une humidité relative de 50%, il y a condensation capillaire. Les films d'eau s'épaississent jusqu'à remplir l'espace poreux. Il y a alors saturation et écoulement dans la phase condensée.

II.4.1.2. Capillarité

Lorsque les diamètres des pores sont fins, l'eau vient à condenser. Les couches pluri-moléculaires tendent à saturer rapidement le volume du pore pour se transformer en eau capillaire. Celle-ci est alors retenue dans les pores par des forces capillaires.

Dans un pore cylindrique, la relation entre la pression capillaire et la tension superficielle est donnée par la loi de Laplace:

$$P_c = P_a - P_l = \frac{2\sigma\cos\theta_\tau}{r_p} \qquad \text{(II-48)}$$

avec :
- P_c : Pression capillaire
- P_a : Pression de l'air
- P_l : Pression de la phase liquide
- σ : Tension superficielle
- θ_τ : Angle de contact
- r_p : Rayon du pore

La pression capillaire est inversement proportionnelle au rayon du pore

La relation entre la tension superficielle et la pression de vapeur s'exerçant sur l'interface vapeur-liquide a été établie par Kelvin :

$$\varphi = \frac{P_{vap}}{P_{vs}} = \exp\left(-\frac{2\sigma M_v \cos\theta_\tau}{r_p \rho_l RT}\right) \qquad \text{(II-49)}$$

Avec :
- P_{vap} : Pression de vapeur
- P_{vs} : Pression de vapeur saturante
- M_v : Masse molaire de l'eau (0,018 kg/mol)
- ρ_l : Masse volumique de la phase liquide
- R : Constantes des gaz parfaits
- T : Température absolue (K)

Dans les pores la pression de vapeur est inversement proportionnelle au rayon des pores.

II.4.1.3. Imbibition

Pour des essais d'imbibition, la pression capillaire peut également être exprimée en mètre de colonne d'eau et représente alors la succion ψ.

$$\psi = -\frac{P_c}{\rho_l g} \qquad \text{(II-50)}$$

En reprenant l'équation (II-49), la relation (II-50) s'écrit aussi :

$$\psi = \frac{RT}{M_v g} \ln(\varphi) \qquad \text{(II-51)}$$

La succion dépend de la de la pression de vapeur dans le matériau, c'est à dire de l'humidité relative de l'air au sein du matériau.

II.4.1.4. Isothermes de sorption et de désorption

Si un échantillon de matériau poreux est soumis, à température constante, à des ambiances d'humidité relative variables, sa masse varie selon l'humidité.

La variation de masse est décrite par l'isotherme de sorption, pour une humidité relative croissante, et de désorption pour une humidité relative décroissante. Ces courbes sont caractéristiques du milieu poreux considéré et traduisent sa capacité d'adsorption.

II.4.1.5. Phénomène d'hystérésis

Il existe un phénomène d'hystérésis entre les isothermes de sorption et de désorption. Une source majeure d'hystérésis est la forme "en bouteille d'encre" de certains pores ou l'interconnexion particulière de pores de tailles différentes [DAI 86].

II.4.2. Equations de transfert

Compte tenu de la complexité des phénomènes liés aux interactions entre l'eau et le milieu poreux, et en considération du problème posé, certaines hypothèses simplificatrices sont préalablement introduites.

Dans notre étude, les hypothèses suivantes sont considérées [CRA 96] :

- phase solide macroscopiquement homogène, isotrope et rigide ;
- phase gazeuse à pression constante et uniforme ;
- équilibre thermodynamique entre toutes les phases en présence ;
- absence de réaction chimique entre phases ;
- transfert de chaleur par radiation négligeable ;
- absence de dissipation d'énergie lors des écoulements (de type visqueux laminaire uniquement)
- chaleur de mouillage négligeable (phénomène d'hystérésis négligé)

II.4.2.1. Transfert d'eau en phase liquide

La circulation d'eau liquide dans un matériau poreux saturé peut être considérée comme induite par la pesanteur et un gradient de pression. Selon la loi de Darcy (voir relations (II-1) et (II-2)), la densité de flux massique d'eau liquide J_l ($kg.m^{-2}.s^{-1}$) induite par un gradient de pression P_l peut s'écrire :

$$\vec{J}_l = -\rho_l \frac{k_V}{\mu_l}\left(\vec{\nabla}P_l - \rho_l \vec{g}\right) \qquad \text{(II-52)}$$

Dans le cas d'une imbibition ou d'un séchage, en considérant la phase gazeuse à pression constante et uniforme, le gradient de pression P_l est en réalité relatif au gradient de succion capillaire ψ (m). Si $\vec{k}$ est le vecteur unitaire vertical ascendant, la généralisation de la loi de Darcy aux milieux non saturés est traduite sous la forme suivante :

$$\vec{J}_l = -\rho_l K_{l(\theta)}\left(\vec{\nabla}\psi + \vec{k}\right) \qquad \text{(II-53)}$$

Avec ρ_l : masse volumique de l'eau.
$K_{l(\theta)}$: conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$) de la phase liquide d'un milieu tel que $\theta \leq \theta_{sat}$

La conductivité hydraulique $K_{l(\theta)}$ dépend de la teneur en eau, et le gradient de succion $\vec{\nabla}\psi$ dépend de la géométrie du milieu poreux et de son état de saturation.

En définissant $D_{\theta l}$ ($m^2.s^{-1}$) coefficient de diffusion de l'eau liquide sous l'effet d'un gradient de teneur en eau, équation (II-54) et D_{Tl} ($m^2.s^{-1}.K^{-1}$) coefficient de thermomigration en phase liquide c'est à dire de diffusion de l'eau liquide sous l'effet d'un gradient de température équation (II-55), la relation (II-53) peut s'écrire en fonction d'un gradient de teneur en eau et de température, équation (II-56).

$$D_{\theta l} = K_{l(\theta)}\left(\frac{\partial\psi}{\partial\theta}\right)_T \qquad \text{(II-54)}$$

$$D_{Tl} = K_{l(\theta)}\left(\frac{\partial\psi}{\partial T}\right)_\theta \qquad \text{(II-55)}$$

$$\vec{J}_l = -\rho_l\left(D_{\theta l}\vec{\nabla}\theta + D_{Tl}\vec{\nabla}T + K_l\vec{k}\right) \qquad \text{(II-56)}$$

II.4.2.2. Transfert d'eau en phase vapeur

Le transfert d'eau en phase vapeur peut être considéré comme un processus diffusionnel régi par la loi de Fick qui s'exprime en milieu poreux par :

$$\vec{J}_v = -\alpha a \, Do_{vap} \frac{P}{P - P_{vap}} \vec{\nabla} \rho_{vap} \qquad \text{(II-57)}$$

avec $\vec{J}_v$: densité de flux massique de vapeur

a : teneur volumique en phase gazeuse, ($a = \varepsilon_p - \theta_l$)

α : facteur sans dimension caractérisant l'influence géométrique du milieu (tortuosité)

Do_{vap} : coefficient de diffusion binaire de la vapeur d'eau dans l'air.

Soit D_{vap}, le coefficient de diffusion de la vapeur dans l'air au sein du matériau, défini par la relation suivante :

$$D_{vap} = \alpha a \, Do_{vap} \frac{P}{P - P_{vap}} \qquad \text{(II-58)}$$

Le flux de vapeur peut également être exprimé selon un gradient de teneur en eau et un gradient de température en définissant $D_{\theta vap}$ ($m^2.s^{-1}$) coefficient de diffusivité de la vapeur d'eau sous l'effet d'un gradient de teneur en eau et D_{Tvap} ($m^2.s^{-1}.K^{-1}$) coefficient thermomigration en phase vapeur c'est à dire de diffusion de la vapeur d'eau sous l'effet d'un gradient de température.

En considérant que la vapeur d'eau est un gaz parfait et que l'humidité relative de l'air est φ, (rapport de la pression de vapeur P_{vap} sur la pression de vapeur saturante P_{vs} à la température T), le coefficient de diffusivité de la vapeur d'eau sous l'effet d'un gradient de teneur en eau $D_{\theta vap}$ peut s'écrire :

$$D_{\theta vap} = D_{vap} \frac{\rho_{vs}}{\rho_l} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \theta} \right)_T \qquad \text{(II-59)}$$

et le coefficient de thermomigration en phase vapeur D_{Tvap} :

$$D_{Tvap} = D_{vap} \frac{M}{RT} \frac{1}{\rho_l} \left[\varphi \left(\frac{\partial P_{vs}}{\partial T} \right) + P_{vs} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial T} \right)_\theta \right] \qquad \text{(II-60)}$$

A partir des équations (II-59) et (II-60), la relation (II-59) peut alors s'écrire :

$$\vec{J}_{vap} = -\rho_l \left(D_{\theta vap} \vec{\nabla} \theta + D_{Tvap} \vec{\nabla} T \right) \qquad \text{(II-61)}$$

Il est rappelé que θ désigne la teneur en eau volumique totale en phase liquide telle qu'elle est définie par la relation (I-7).

II.4.2.3. Transfert de chaleur

Dans un matériau poreux partiellement saturé en eau, le transfert de chaleur peut avoir lieu sous trois formes :

- Transfert purement conductif (loi de Fourier)
- Transfert convectif par les flux de liquide et de vapeur
- Transfert de chaleur latente portée par la vapeur

En fait, une analyse d'ordre de grandeur montre que l'on peut généralement négliger le transport convectif [CRA 96].

Par conséquent, si λ_o est la conductivité thermique "pure" du milieu ($W.m^{-1}.K^{-1}$), et L_{vap} la chaleur latente de vaporisation($J.Kg^{-1}$), la densité de flux de chaleur s'exprime par

$$\vec{J}_q = -\lambda_o \vec{\nabla} T - L_{vap} \vec{J}_{vap} \qquad \text{(II-62)}$$

La conductivité thermique apparente λ_A du milieu peut être définie comme :

$$\lambda_A = \lambda_o + \rho_l L_{vap} D_{Tvap} \qquad \text{(II-63)}$$

A partir des relations (II-61)et (II-63), la densité de flux de chaleur peut donc s'exprimer selon les gradients de température et de teneur en eau.

$$\vec{J}_q = -\lambda_A \vec{\nabla} T - \rho_l L_{vap} \vec{\nabla} \theta \qquad \text{(II-64)}$$

II.4.3. Modèle simplifié

Les répartitions spatiales de température et d'humidité peuvent être déterminées selon différents modèles de calcul, qui sont des modèles simplifiés liés aux hypothèses préalablement introduites (voir § II.4.2)

II.4.3.1. Equations de conservation

Les équations de transport d'humidité sont obtenues en écrivant les bilans locaux à savoir la conservation de masse d'une part, la conservation d'énergie d'autre part.

- Le bilan local de conservation de masse s'exprime par :

$$\rho_l \frac{\partial \theta}{\partial t} = \rho_l \frac{\partial \left(\theta_l + \theta_{vap}*\right)}{\partial t} = -\mathrm{div}\left(\vec{J}_l + \vec{J}_{vap}\right) \qquad \text{(II-65)}$$

- Le bilan local de conservation d'énergie s'exprime par :

$$\rho_o c_A \frac{\partial T}{\partial t} = -\mathrm{div}\left(\vec{J}_q\right) \qquad \text{(II-66)}$$

avec c_A : Capacité thermique apparente du matériau ($J.kg^{-1}.K^{-1}$).
Soit c_{vap} la capacité thermique de la phase vapeur, c_l celle de la phase liquide et c_s celle de la phase solide constitutive du matériau poreux, c_A peut s'écrire :

$$\rho_o c_A = \rho_o c_s + \theta_l \rho_l c_l + a \rho_{vap} c_{vap} \qquad \text{(II-67)}$$

II.4.3.2. Système général d'équations

Les relations (II-65) et (II-66), à partir des relations, (II-56) (II-61), et (II-64), peuvent être regroupées dans l'expression suivante :

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \rho_0 c_A \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} \theta \\ T \end{bmatrix} = \nabla \left(\begin{bmatrix} D_{\theta l} + D_{\theta vap} & D_{Tvap} + D_{Tl} \\ \rho_l L_{vap} D_{\theta vap} & \lambda_A \end{bmatrix} \nabla \begin{bmatrix} \theta \\ T \end{bmatrix} \right) + \nabla \begin{bmatrix} \rho_l g . k_V / \mu_l \\ 0 \end{bmatrix} \qquad \text{(II-68)}$$

La résolution du système décrit par l'équation (II-68), dépend des conditions initiales et des conditions aux limites auxquelles est soumis le matériau.

Dans le cas d'imbibition de matériaux comme le béton dont la porosité est très fine, le dernier terme de l'équation (II-68), appelé aussi potentiel gravitaire est souvent considéré comme négligeable par rapport au potentiel des forces capillaires, ($\rho_l g\, \Delta h << \psi$).

Par ailleurs, selon le modèle classique de De Vries, le coefficient de thermomigration de la phase liquide D_{Tl} est aussi négligé.

II.4.3.3. Diffusivité hydrique : définition

La somme de la diffusivité de l'eau liquide sous l'effet d'un gradient de teneur en eau, $D_{\theta l}$, et de la diffusivité de la vapeur d'eau sous l'effet d'un gradient de teneur en eau, $D_{\theta v}$, est définie comme la diffusivité hydrique totale du matériau D_θ ($m^2.s^{-1}$).

$$D_\theta = D_{\theta l} + D_{\theta vap} \qquad \text{(II-69)}$$

II.4.3.4. Détermination de la diffusivité hydrique

Par la suite, seul le cas où la température de toutes les phases est supposée constante est envisagé. L'hypothèse de condition isotherme réduit alors le système d'équations (II-68) à la première ligne. Pour mesurer la diffusivité hydrique totale, il convient donc d'imposer des perturbations isothermes, c'est à dire d'imposer des conditions aux limites particulières à un matériau initialement en équilibre.

Les équations qui régissent les transferts se présentent ainsi :

- Pour une perturbation hygrique de faible amplitude, le coefficient D_θ peut être supposé constant et l'équation (II-68) se réduit à

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D_\theta \nabla^2 \theta \qquad \text{(II-70)}$$

- Pour un matériau en état hygroscopique, cette équation peut aussi s'écrire [BAS 89].

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = D_\theta \nabla^2 \varphi \qquad \text{(II-71)}$$

- Pour une perturbation hydrique, en cas de transfert monodirectionnel vertical, dans le cadre d'une imbibition sous charge nulle ou négative l'équation (II-70) peut aussi s'écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D_\theta \vec{\nabla}\theta\right) - \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\rho_l \, g \, k_V}{\mu_l}\right) \qquad \text{(II-72)}$$

II.4.3.5. Calcul de la diffusivité hydrique

Dans le cas d'une imbibition capillaire à température constante, une éprouvette de matériau initialement sèche est mise en contact par la base (z = 0) avec l'eau à pression constante. A partir des différents profils types $\theta(x)$ obtenus dans le temps, il est possible par la transformation de Boltzmann de déterminer la diffusivité hydrique D_θ du matériau [DAI 86].

Dans le cas d'un flux monodirectionnel vertical et isotherme sur des éprouvettes d'une vingtaine de centimètres de hauteur, les forces gravitaires sont négligeables par rapport aux forces capillaires [DAI 86], c'est à dire $\Delta z << \psi$, et l'équation (II-72) s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D_\theta \frac{\partial \theta}{\partial z}\right) \qquad \text{(II-73)}$$

Pour pouvoir appliquer la transformation de Boltzmann, le milieu étudié doit être équivalent à un milieu semi-infini et les conditions aux limites suivantes doivent être satisfaites :

- Si t = 0, $\forall z$, soit si $u = \infty$, $\theta = \theta_o$
- Si t > 0 et si z = 0 soit u = 0, $\theta = \theta_{sat}$
- Si $z = z_{max}$, $\forall t \in [0,t_f[$, $\theta = \theta_o$. Les résultats des essais peuvent être pris en compte jusqu'à l'apparition décelable au temps t_f d'une variation de la teneur en eau par rapport à la teneur en eau initiale θ_o sur la face opposée à l'imbibition à la cote z_{max}.

L'équation (II-73) peut alors se résoudre en introduisant la variable de Boltzmann u :

$$u = \frac{z}{\sqrt{t}} \tag{II-74}$$

Le premier membre de l'équation (II-73) s'écrit alors , $\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\frac{z}{2.t^{3/2}}\frac{\partial\theta}{\partial u} = -\frac{u}{2t}\frac{\partial\theta}{\partial u}$, et dans le second membre l'égalité suivante est obtenue : $\frac{\partial}{\partial z} = \frac{1}{\sqrt{t}}\frac{\partial}{\partial u}$. Si l'expression $D_\theta \frac{\partial\theta}{\partial u}$ n'est fonction que de la variable u, l'équation peut alors s'écrire :

$$-\frac{z}{2}\frac{d\theta}{du} = \frac{d}{du}\left(D_\theta \frac{d\theta}{du}\right) \tag{II-75}$$

La valeur de D_θ se déduit donc en intégrant l'équation (II-75) selon la variable z, soit

$$D_\theta = -\frac{1}{2\frac{d\theta}{du}} \int_{\theta_i}^{\theta} u(\theta)\, d\theta \tag{II-76}$$

A partir des différents profils types $\theta(x)$ obtenus dans le temps, il est alors possible de déterminer la fonction $\theta = f(u)$ qui théoriquement doit être indépendante de l'abscisse x à laquelle les mesures des teneurs en eau ont été effectuées durant l'intervalle de temps. L'intégrale de la fonction réciproque $u = f^{-1}(\theta)$ et sa dérivée permettent de déterminer la valeur de D_θ pour le matériau considéré.

II.5. Paramètres de transfert dans les bétons non-endommagés

II.5.1. Incidences des caractéristiques structurelles

II.5.1.1. Composition

La perméabilité des bétons peut être en première approche corrélée à la porosité du matériau (voir § II.2.3). De nombreuses études conduites notamment sur des pâtes de ciment où la porosité est directement liée au rapport E/C, ont corroboré cette hypothèse. Les perméabilités mesurées pour des degrés de saturation contrôlés augmentent très souvent avec le rapport E/C initial des bétons [DHI 89], [ELD 95], [JAC 98], [PER 92], [QUE 91], [SAN 96],... Il n'existe cependant pas de relation universelle entre le rapport E/C et la perméabilité des bétons. A porosité égale, le type de liant utilisé peut aussi modifier la porosité. L'ajout de fumée de silice dans les BHP, comme l'ajout de laitiers ou de cendres volantes, modifie la texture des hydrates. La réduction de la proportion de portlandite s'accompagne d'un affinement des pores et des capillaires, et donc d'une réduction de la perméabilité [BUI 92].

La nature des granulats peut ensuite influencer la perméabilité. En général les granulats sont moins perméables que la matrice cimentaire qui les entoure et sont souvent considérés dans les modélisations comme des inclusions imperméables au sein d'une matrice perméable. L'emploi de granulats calcaires, plus poreux que des granulats siliceux, peut augmenter alors légèrement la perméabilité globale d'un béton, cependant l'auréole de transition dans ce cas présente une porosité et une perméabilité faibles (voir § I.2.1.2). Sur ce sujet, il paraît donc difficile de dégager une tendance générale d'après les observations réalisées [LYD 95], [PER 92].

II.5.1.2. Confection des bétons

L'efficacité du malaxage peut aussi avoir une influence significative sur la perméabilité. Il est apparu que le temps de malaxage qui est souvent minimisé pour des questions de coût lors du gâchage du béton en centrale de fabrication, peut avoir des conséquences sur les microstructures du matériau à long terme. De légères variations de perméabilité, indépendantes des variations de résistance mécanique préalablement observées ont été mesurées sur plusieurs bétons malaxés à des temps différents [PIC 01c].

La cure du matériau peut avoir aussi des conséquences importantes sur sa structure poreuse et par conséquent sur sa perméabilité [DHI 89], [YSS 99]. Le mûrissement conduit à l'achèvement de l'hydratation des bétons, et par la suite à une porosité plus faible. De manière générale un béton ayant subi une cure scellée a une perméabilité légèrement supérieure à celle du même béton ayant subi une cure conventionnelle avec 100% d'humidité relative [PER 92]. Pour un conditionnement sous scellé du béton, il est généralement observé une diminution de la perméabilité durant la période de maturation (1 mois environ), puis une stabilisation avec le

temps [YSS 99]. Par ailleurs, pour des conditions de cure satisfaisantes, permettant une maturation quasi complète du béton, il n'y pas d'influence significative de la taille des éprouvettes sur les mesures de perméabilité au gaz [PER 92], [PER 99].

II.5.1.3. Résistance mécanique

Les "Bétons Hautes Performances" sont de manière générale moins perméables que les bétons ordinaires. Concernant la relation entre la résistance en compression du béton et sa perméabilité, il est à noter qu'il peut souvent être observé que la perméabilité décroît lorsque la résistance mécanique des bétons croît. Cependant, il a été démontré expérimentalement que les relations empiriques qui ont pu être établies pour certains bétons ne peuvent pas être généralisées [ABB 00]. La perméabilité dépend pour l'essentiel de la connectivité de la structure poreuse, tandis que la résistance en compression est essentiellement liée à la porosité globale du matériau. Les paramètres de transfert du matériau sain ne peuvent donc pas être évalués à partir de ses propriétés mécaniques originelles.

II.5.2. Influence du pré-conditionnement des échantillons sur la perméabilité

Le terme de préconditionnement est employé pour désigner un conditionnement spécifique effectué après la maturation du béton préalablement aux mesures de perméabilité et parfois aussi pour la cure elle-même du matériau.

Il consiste généralement en une saturation du matériau par le fluide utilisé lors de l'essai :

- Pour un essai de perméabilité liquide, l'échantillon est saturé sous vide par le liquide de percolation.
- Pour un essai de perméabilité au gaz, l'eau contenue dans les pores capillaires doit être évacuée. L'échantillon doit alors être séché.

Dans ce dernier cas, l'influence du mode de séchage a une incidence importante sur les mesures de perméabilité aux gaz.

II.5.2.1. Influence de l'état hydrique sur la perméabilité.

La perméabilité au gaz d'un béton dont le réseau poreux est saturé en eau n'est pas mesurable. Un drainage, même partiel, est donc nécessaire avant que la perméabilité puisse être mesurée [YSS 99]. Le mode de séchage et le degré de saturation de l'éprouvette ont une influence directe sur la perméabilité au gaz des bétons, celle-ci diminue avec le degré de saturation du béton.

Différentes études ont été menées sur des bétons dont les rapports E/C sont relativement importants, (supérieurs ou égale à 0,6) [ABB 99], [JAC 98]. La perméabilité de ces bétons de porosité importante a été étudiée pour un degré de saturation allant jusqu'à 80% environ. De

manière générale, une relation de type logarithmique peut être établie pour traduire la diminution de la perméabilité en fonction de l'augmentation du degré de saturation.

Entre un séchage modéré à 50°C de quelques jours, et un séchage jusqu'à masse constante à 105°C, il est souvent observé des écarts de perméabilité au gaz supérieurs à 10^2 m^2. La mesure seule de la perméabilité n'est donc pas suffisante pour discriminer des bétons sans mode de préconditionnement défini. Les mesures doivent être accompagnées d'une évaluation de la porosité accessible à l'eau afin d'identifier la perte de masse de l'échantillon à une valeur de degré de saturation [ABB 98], [AFR 97], [QUE 97], [YSS 97].

II.5.2.2. Influence du mode séchage sur la perméabilité au gaz

La difficulté du préconditionnement est de réaliser le séchage d'une éprouvette, avec une répartition d'humidité la moins hétérogène possible, en engendrant le minimum d'endommagement tout en ayant une durée raisonnable (inférieure à 2 mois).

Dans le cas du séchage, il est très difficile d'évaluer la quantité d'eau nécessaire à drainer. Un séchage modéré ne permet ne permet pas le drainage des pores les plus fins, et la perméabilité mesurée est sous évaluée. Un séchage trop poussé entraîne une dégradation de la microstructure du matériau conduisant à une perméabilité artificiellement accrue ou à une surévaluation de la perméabilité intrinsèque du béton en service.

(1) Influence de la température de séchage

L'étuvage à une température supérieure à 20°C permet d'accélérer le drainage du réseau poreux. Cependant, le choix de la température est délicat. En effet, une température trop élevée peut engendrer une évaporation de l'eau liée et une modification des hydrates, l'ettringite puis les C-S-H [BAR 94], [PER 99]. Par ailleurs, la dessiccation du matériau peut entraîner des gradients hydriques importants, à l'origine de retraits de dessiccation et de fissurations accrues [YSS 99]. Les bétons hautes performances sont généralement plus sensibles que les bétons ordinaires aux effets secondaires du séchage [QUE 97], [TSI 98] ; leur faible porosité ne permet pas la relaxation des contraintes et provoque des gradients hydriques importants en surface. Cependant, la microfissuration engendrée par le séchage ne présente qu'un caractère superficiel et n'affecte pas le cœur de l'éprouvette [YSS 97]. Ce dernier point laisse supposer une incidence mineure de ces microfissurations sur la perméabilité.

Il est à noter que les effets du séchage à des températures élevées (105°C) sont plus sensibles sur des bétons de faible rapport E/C que sur des bétons plus poreux [QUE 97], [SAN 96]. Par ailleurs, plusieurs études établissent des corrélations entre l'augmentation de la perméabilité au gaz et la perte de masse des éprouvettes, [ABB 99], [JAC 98], [LYD 95]. Entre 50°C et 105°C, la température a pour effet d'accélérer le phénomène de séchage et de diminuer légèrement l'humidité relative environnante (environ 11% à 50°C et 3% à 105°C pour une étuve placée dans un laboratoire à 23°C et 50% HR) qui impose finalement des pertes de masses proches, si bien que la perméabilité au gaz d'échantillons séchés à 50°C durant 300 jours tend vers celle mesurée à 105°C [QUE 97]. Une tendance similaire se dégage des résultats obtenus pour des mesures de perméabilité de bétons soumis à des températures

atteignant 150°C [UJI 98]. En pratique, si la masse d'un échantillon séché à 105°C est stable, c'est à dire si sa perte de masse durant 24 heures est inférieure à 0,02%, sa perméabilité peut aussi être considérée comme stabilisée [PER 92], [TSI 98].

Généralement, il convient d'appliquer un séchage par étapes de température croissante [AFR 97], [PER 92], de manière à diminuer d'une part les gradients de température et d'autre part les gradients hydriques, à l'origine tous deux de gradients de déformations (dilatation thermique et retrait de dessiccation) engendrant des microfissures au sein de la matrice. Ainsi, en comparaison d'un béton séché par étapes de température croissante, un séchage appliqué directement à 105°C n'augmente que légèrement la perméabilité au gaz [QUE 97].

Avant d'effectuer une mesure de perméabilité à 20°C, il est nécessaire d'observer une étape à la même température afin que l'échantillon soit en équilibre thermique, et n'échauffe pas le gaz le traversant. Une période de 48 heures dans un dessiccateur permet à l'échantillon de refroidir à la température ambiante sans reprendre d'humidité.

Durant ce temps il s'opère aussi au sein de l'éprouvette une redistribution de l'humidité qui n'est certes pas achevée parfaitement, mais qui peut être jugée suffisante pour obtenir des mesures significatives en considérant le taux de saturation moyen comme représentatif de l'échantillon [QUE 97].

Certains auteurs préconisent l'enrobage des éprouvettes dans un film étanche durant une période équivalente à la durée de séchage, et si possible à la même température afin d'augmenter la diffusivité hydrique et d'accélérer le phénomène pour améliorer le rééquilibrage des teneurs en eau dans l'échantillon [ABB 98], [YSS 97].

(2) Procédures de séchage :

Différentes procédures de séchage existent [ABB 98]. Elles se distinguent par leurs objectifs qui doivent satisfaire un souci à la foi de représentativité de l'état hydrique de l'échantillon lors des mesures mais aussi de rapidité et de simplicité d'exécution.

(i) Préconditionnement à durée fixée

Ce type de préconditionnement est le plus simple, il consiste à effectuer un séchage à une température donnée durant un temps fixé, avant chaque mesure de perméabilité. Les températures peuvent s'échelonner de 20°C à 80°C, voir même 105°C, pour atteindre un séchage quasi-complet [AFR 97], [DHI 89], [QUE 97].

Il doit être noté que les matériaux les plus perméables sèchent plus rapidement, à l'opposé des matériaux peu perméables. Par conséquent, les mesures de perméabilité effectuées après des séchages, généralement au début de la procédure, mettent en exergue les différences de perméabilité entre les bétons. Il est néanmoins difficile de savoir si cette différentiation est représentative de la performance du matériau en service [ABB 98].

Un séchage poussé, à 105°C, permet certainement une différentiation plus représentative de la perméabilité, mais les valeurs obtenues sont alors probablement surévaluées.

(ii) Préconditionnement à taux de saturation fixé

Le but de ce type de préconditionnement est de sécher un échantillon jusqu'à un taux de saturation donné pour pouvoir relier la perméabilité au gaz mesurée en fonction du degrès de saturation du matériau.

Ce mode de préconditionnement peut être suivi d'une période de redistribution de l'humidité résiduelle dans l'éprouvette à température modéré [ABB 99]. Les degrés de saturation à peuvent également être atteints par séchage par paliers en atmosphère d'humidité relative contrôlée par des solutions salines [VIL 01].

Le degrés de saturation peut être contrôlé localement par gammadensimétrie, afin d'évaluer la répartition de l'humidité dans les éprouvettes à l'issue de chaque étape de séchage. Ce contrôle effectué juste avant et après chaque mesure de perméabilité montre d'ailleurs que la circulation d'azote à travers des échantillons de béton partiellement saturés n'a quasiment pas d'influence sur la teneur en eau moyenne, ni sur la répartition de l'humidité au sein des échantillons [VIL 01].

Cette méthode exige donc des mesures de perméabilité pour différents états de saturation obtenus à l'issue d'étapes de préconditionnement qui doivent aboutir à l'équilibre hydrique des échantillons. Mais cet équilibre, pour un disque de béton de 50 mm d'épaisseur avec une atmosphère donnée nécessite une durée très importante.

(iii) Préconditionnement pour un drainage de taille de pores fixée

L'objectif de cette méthode est d'effectuer un séchage permettant le drainage d'un ensemble de pores dont la taille minimale est fixée [YSS 99]. Cette taille peut être déterminée par la relation de Kelvin-Laplace, connaissant l'humidité relative et la température durant le séchage. Le principe est alors identique à celui du préconditionnement à taux de saturation fixé.

Un matériau parfaitement sec, est un matériau dont toute la porosité communicante est drainée. La température utilisée à cette fin est normalement 105°C [AFR 97], [QUE 97], [ABB 98]. Les échantillons peuvent alors être séchés jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'évaporation d'eau détectée, c'est à dire jusqu'à masse constante.

(3) Choix de la procédure de séchage dans le cadre de cette étude :

Le préconditionnement pour un drainage de taille de pore fixée ou pour un taux de saturation fixé et uniforme à des températures inférieures ou égales à 60°C nécessite une procédure très longue, probablement plusieurs années pour le BHP. Un préconditionnement à durée fixée est donc appliqué afin d'établir des comparaisons de perméabilité. Il consiste en plusieurs étapes de séchage de températures croissantes. Chaque étape s'accompagne d'une mesure de la masse de l'échantillon et de sa perméabilité au gaz (voir § V.1.2.3). Ce préconditionnement s'achève par au moins une étape à une température de 105°C jusqu'à masse constante. A l'issue d'un séchage complet, la masse sèche de chaque échantillon est définie et sert de masse de référence pour le calcul de la teneur en eau moyenne des échantillons après chaque étape (voir § V.1.3.1.)

II.5.2.3. Ecarts entre la perméabilité à l'eau et la perméabilité au gaz des bétons

Dans les conditions d'application de la loi de Darcy, la perméabilité est théoriquement indépendante de la nature du fluide, (voir § II.1.1). La perméabilité à l'eau est souvent exprimée en terme de conductivité hydraulique. La perméabilité des bétons courants (de résistance caractéristique en compression à 28 jours de 30 MPa), mesurée avec des gaz tels que l'oxygène ou l'azote est de l'ordre de 10^{-16} à 10^{-17} m^2, tandis que les conductivités hydrauliques mesurées à l'eau sont voisines de 10^{-11} à 10^{-12} $m.s^{-1}$. Ces valeurs de conductivité hydraulique traduisent une perméabilité de 10^{-18} à 10^{-19} m^2 (voir § II.3.1), soit le centième des perméabilités mesurées au gaz [BUI 92].

La principale explication de cette différence réside dans la généralisation de loi de Darcy aux bétons malgré un ensemble de conditions ne correspondant pas strictement aux hypothèses d'application de la loi et qui conduit d'une part à la surévaluation des mesures de perméabilité au gaz et d'autre part à la sous-évaluation des mesures de perméabilité à l'eau.

(1) Surévaluation de la perméabilité au gaz

Lors de mesures de perméabilité au gaz, deux raisons peuvent conduire à une surévaluation de la perméabilité du béton testé :

- l'unique considération de la perméabilité apparente ;
- le mode de préconditionnement.

Les écoulements par glissement ont pour effet d'augmenter la perméabilité apparente au gaz des bétons, (voir II.2.3.4). Selon les travaux de Bamforth [BAM 87], menés sur des éprouvettes âgées de 18 mois, conservées sous enveloppe étanche, les écarts observés correspondent aux écarts entre la perméabilité apparente et la perméabilité intrinsèque calculée selon la méthode de Klinkenberg, (voir § II.3.2.3(1)). Bamforth montre que les écoulements par glissement qui s'opèrent dans un béton pour des pressions moyennes d'injection inférieures à 5 MPa peuvent alors conduire à des écarts importants.

Toutefois, cette explication n'apparaît pas être la seule cause des écarts observés entre les mesures de perméabilité à l'eau et au gaz. Par ailleurs la conservation des bétons en auto-dessiccation, même durant 18 mois, ne permet pas toujours de pouvoir réaliser des mesures de perméabilité au gaz, notamment pour les BHP [YSS 99]. Pour pouvoir mesurer la perméabilité au gaz, il est donc très souvent nécessaire de faire subir aux échantillons un séchage préalable.

Comme il a été évoqué précédemment, le séchage peut faire varier la perméabilité au gaz des bétons selon un rapport de trois ordres de grandeur. La difficulté est de savoir quel séchage il convient d'appliquer pour évacuer uniquement l'eau libre de l'échantillon, et réside dans le fait d'appliquer ce séchage en modifiant ou en dégradant au minimum la structure poreuse du matériau.

(2) Sous-évaluation de la perméabilité à l'eau.

Lors de mesures de perméabilité à l'eau, deux raisons peuvent conduire à une sous-évaluation de la perméabilité du béton testé :

- La réactivité du fluide de percolation vis à vis du milieu poreux.
- Les difficultés de mesure de débits très faibles, et/ou l'application de gradients de pression importants.

En pratique, la perméabilité à l'eau présente l'avantage d'être plus représentative du matériau en service. Cependant, le principal inconvénient de la perméabilité à l'eau réside dans le fait que, étant donné les caractéristiques et la composition de la microstructure des bétons, l'eau n'est pas inerte vis à vis du milieu poreux.

Les composés hydratés de la pâte de ciment forment un milieu basique prononcé. La plus grande partie des milieux fluides présente ainsi un caractère " acide ", vis à vis du béton. Les milieux acides agressifs pour le béton débutent aux eaux pures, s'étendent aux eaux douces peu ou beaucoup chargées en dioxyde de carbone, puis aux pluies acides, pour s'achever aux acides minéraux et organiques [DUV 92].

Ainsi les interactions entre l'eau et la matrice cimentaire se traduisent entre autres par un phénomène de dissolution de la portlandite et par un phénomène de précipitation de carbonate de calcium, très peu soluble, qui accroît momentanément la compacité du béton en diminuant sa section de percolation [DUV 92], [EDV 99]. Cet enchaînement de réactions décrit sous le terme de " autogeneaous healing ", est très souvent à l'origine de la diminution rapide et importante du débit d'eau traversant un échantillon de béton durant les premières heures des essais de perméabilité. Ce phénomène est particulièrement actif dans des échantillons fissurés [EDV 99]. D'autres phénomènes participent aussi à la réduction du flux [HEA 98] :

- achèvement de l'hydratation de certains composés anhydres (clinker) ;
- gonflement des hydrates (C-S-H) ;
- obturation des pores par des particules en suspension...

La réactivité du fluide conduit alors à une sous-évaluation de la perméabilité du béton. Pour limiter cette influence il convient de considérer la perméabilité au tout début de l'essai [DHI 89], cependant le fait que la saturation de l'échantillon soit alors souvent incomplète, constitue un autre facteur de sous-évaluation de la perméabilité [HEA 98]. Pour des échantillons fissurés, la diminution du débit d'eau dans le temps sous un gradient de pression constant est surtout sensible au début des essais, dans les 200 premières heures [EDV 99]. D'autres études considèrent la perméabilité du béton relative uniquement à l'eau liquide pour une percolation à long terme. La perméabilité est alors déterminée pour des mesures de débit plus stable, entre 12 et 20 jours [WAN 97] ou entre 14 et 20 jours [ALD 99a], [ALD 99b].

Il existe divers dispositifs expérimentaux permettant la mesure de la perméabilité à l'eau d'échantillons de bétons ordinaires relativement perméables ou de bétons fissurés ou endommagés [ALD 99a], [GER 96b], [WAN 97]. Mais pour des bétons sains de faible perméabilité, tel que des BHP, il se révèle particulièrement difficile, malgré un bilan entrée – sortie, de mesurer avec précision les débits d'eau très faibles qui traversent l'échantillon [BUI 92] [ELD 95].

Chapitre III. Couplage hydro-mécanique

L'influence de l'endommagement sur les paramètres de transferts précédemment définis nécessite préalablement de préciser l'endommagement pris en considération. Il s'agit d'un endommagement d'origine mécanique évalué à partir de paramètres de comportement macroscopique ou de caractéristiques microstructurales. Dans ce contexte, différents articles concernant des travaux expérimentaux sont revus et commentés.

III.1. Endommagement mécanique des bétons

L'endommagement est dans ce paragraphe abordé sous l'aspect de la mécanique de l'endommagement.

III.1.1. Comportement mécanique des bétons sous contraintes uniaxiales

Le comportement mécanique est dans la pratique évalué selon des paramètres globaux : contraintes et déformations. Ces paramètres résultent de l'ensemble des comportements locaux au sein du matériau.

III.1.1.1. Paramètres mécaniques globaux

Lors de sollicitations d'une éprouvette de béton équipée d'extensomètres les contraintes et les déformations peuvent être mesurées à l'échelle de l'éprouvette et enregistrées. A partir de plusieurs essais les paramètres macroscopiques suivants peuvent être déduits :

	Compression	Traction
Module d'élasticité du matériau sain	Eo	
Module d'élasticité du matériau endommagé	E(d)	
Résistance maximale	f_c	f_t
Déformation au pic de résistance	ε_c	ε_t
Seuil d'endommagement	ε_{Doc}	ε_{Dot}
Déformation résiduelle après déchargement	ε_r	

Tableau III-1 : *Appellation des différents paramètres mécaniques utilisés*

III.1.1.2. Effet des sollicitations sur la microstructure

L'interface entre les deux phases qui composent le ciment, pâte de ciment et granulats, est le siège de la concentration des défauts sous formes de microfissures. Cette interface, aussi appelée auréole de transition, est le maillon faible du matériau (cf § I.2.1.2.). La rupture fragile par décohésion pâte-granulats étant le phénomène essentiel de déformation permanente et de rupture, elle est fortement influencée par la nature de la sollicitation. La limite d'élasticité ou la résistance à la rupture est de l'ordre de 12 fois plus élevée en compression qu'en traction [LEL 88]. Pour les BHP cette dissymétrie est d'autant plus marquée. Le rapport f_t/f_c a tendance à diminuer lorsque f_c augmente

(1) Traction uniaxiale

La traction sollicite donc en premier lieu, au sein du matériau, l'auréole de transition. Le béton présente une résistance très faible vis à vis des efforts de traction. C'est d'ailleurs le cas de ruine le plus répandu en pratique, survenant au niveau des structures lors de torsions, de cisaillement par flexion, ou encore par retrait empêché.

Les essais de traction directe sur le béton son délicats à mener. Les courbes expérimentales disponibles à ce sujet montrent un comportement élastique linéaire jusqu'à une valeur avoisinant 0,6 f_t. La phase plastique est peu prononcée tandis que pour la phase post-pic un comportement adoucissant est généralement observé.

(2) Phases de comportement en compression

Phase élastique : $\varepsilon \in [0, \varepsilon_{Doc}[$
A l'échelle macroscopique, $\sigma = E_o\varepsilon$. Cette phase peut être considérée comme élastique avec une viscosité très faible [LEM 88]. L'apparition de microfissures dans les auréoles de transition est quasiment nulle.

Première phase plastique : $\varepsilon \in [\varepsilon_{Doc}, \varepsilon_c[$
Dans cette phase, se développe dans les auréoles de transition, un réseau de microfissures qui se propagent en mode de cisaillement plan (mode II) puis en mode d'ouverture (mode I) sans présenter d'orientation préférentielle notable à ce stade [MAZ 84]. Ces premières microfissures conduisent à l'apparition et au développement d'un comportement contrainte - déformation non linéaire.

Seconde phase plastique : $\varepsilon \cong \varepsilon_c$
Jusqu'à 85% de f_c, la fissuration se réduit à une microfissuration aux interfaces pâte-granulats qui ne se propage à la pâte qu'autour du pic d'effort [SHA 87]. Les microfissures se généralisent alors et se propagent en fissures dans la pâte de ciment. La fissuration peut avoir une direction privilégiée en s'orientant selon l'axe des contraintes principales. Les dégradations du matériau conduisent à la création de zones d'instabilité jusqu'à la rupture.

Phase post-pic : $\varepsilon > \varepsilon_{cy}$
Phase du comportement de la rupture à la ruine complète du matériau. Des fissures macroscopiques apparaissent, avec une orientation préférentielle normale aux directions d'extension principales. Celles-ci sont fortement dépendantes des conditions de l'expérience (vitesse de chargement) et de la résistance à la rupture. En effet, plus f_c augmente, plus le comportement post-pic est brutal (rupture fragile). Par ailleurs une nette augmentation du volume global du matériau est observée.

III.1.2. Variable d'endommagement

III.1.2.1. Définition

L'endommagement est une variable interne représentative de la détérioration progressive de la matière qui précède la rupture macroscopique.

Un matériau est vierge de tout endommagement si son comportement à la déformation est celui du matériau élaboré dans les meilleurs conditions. Le plus souvent c'est l'état à partir duquel l'histoire des sollicitations est connue. (d = 0)

Le stade final de l'endommagement est la rupture. (d = 1)
Soit S_n l'aire d'une section de l'élément de volume repéré par sa normale $\vec{n}$. Sur cette surface on note S_{Dn} l'aire totale de l'ensemble des traces des défauts (microfissures, cavités). La mesure de l'endommagement local dans la direction $\vec{n}$ est la variable d_n.

$$d_n = \frac{S_{Dn}}{S_n} \qquad \text{(III-1)}$$

- $d_n = 0$ pour le matériau à l'état vierge
- $0 < d_n < 1$ pour le matériau endommagé
- $d_n = 1$ pour la rupture suivant un plan de normale $\vec{n}$.

III.1.2.2. Hypothèse de l'endommagement isotrope

C'est une hypothèse fréquemment introduite qui consiste à supposer que l'endommagement engendre des fissures et des micro-défauts dont l'orientation est distribuée uniformément dans toutes les directions. Dans ce cas la variable d_n est indépendante de l'orientation de $\vec{n}$. La variable scalaire d caractérise alors l'état de dommage isotrope du matériau.

III.1.2.3. Notion de contrainte effective

La contrainte usuelle, σ, est dans le cas unidimensionnel le rapport des forces sur la surface tel que $\sigma = F/S$. La contrainte effective σ_e est la contrainte agissant sur la surface sans défaut soit, pour un endommagement isotrope:

$$\sigma_e = \frac{\sigma S}{S - S_D} = \frac{\sigma}{1\text{-}d} \qquad \text{(III-2)}$$

Dans le cas tridimensionnel, la relation est identique mais avec une formulation tensorielle.

III.1.2.4. Principe d'équivalence en déformation

Tout comportement à la déformation d'un matériau endommagé est traduit par les lois de comportement du matériau vierge dans lesquelles on remplace la contrainte usuelle par la contrainte effective [LEM 88]

- Dans le cas du matériau vierge : $\sigma = Eo\ \varepsilon$
- Dans le cas du matériau endommagé : $\sigma_e = Eo\ \varepsilon$ soit :

$$\sigma = Eo(1-d)\varepsilon \qquad \text{(III-3)}$$

Cette dernière relation donne la loi d'élasticité linéaire d'un matériau endommagé.

III.1.3. Evaluation de l'endommagement

Dans la pratique, l'endommagement n'est pas directement accessible aux mesures. Peu d'éléments permettent de distinguer un élément de volume endommagé d'un élément de volume vierge dont l'historique des sollicitations n'est pas connu.

La définition de l'endommagement qui est considérée est fondée sur le concept de la contrainte effective. Les mesures qui en découlent sont alors liées au couplage déformation-endommagement, c'est à dire à la modification des caractéristiques mécaniques des matériaux engendrée par l'endommagement.

Par ailleurs, les indicateurs utilisés peuvent traduire un endommagement global ou local de l'éprouvette selon l'échelle à laquelle ils sont évalués. L'endommagement est observable sur un volume de matériau qui doit être suffisamment grand par rapport à ses hétérogénéités pour pouvoir être analysé par la mécanique des milieux continus. Cette dimension est de l'ordre de 10 cm pour le béton [LEM 88].

III.1.3.1. Indicateurs micostructuraux

L'évaluation à partir du seul rapport des densités de défauts, relation (III-1), n'est pas envisageable dans le cas du béton. L'observation microscopique de la structure peut néanmoins renseigner sur l'évolution et la densité de microfissuration ainsi que sur l'orientation et l'ouverture des fissures. Ces observations présentent un intérêt accru lorsqu'elles peuvent être ensuite confrontées à des évolutions de perméabilité du matériau.

La densité de fissuration et si possible de microfissuration est le principal indicateur d'endommagement structurel. Elle est généralement déterminée par une analyse stéréologique du matériau qui implique des observations selon des coupes réalisées dans les trois directions. Pour le béton, une telle analyse est délicate étant donné les microfissurations initiales du matériau sain qui doivent être déduites des observations de matériau endommagé.

III.1.3.2. Variation du module d'élasticité, méthode statique

Dans le cas d'une éprouvette de béton cylindrique (ϕ = 11 cm, h = 22cm) soumise à une compression uniaxiale selon sa hauteur, les indicateurs sont obtenus à partir de l'état de contrainte déformation du matériau (cf § III.1.1).

Si E(d) est le module d'élasticité du matériau endommagé c'est à dire le module d'élasticité effectif tel que $\sigma = E(d)\ \varepsilon$, d'après la relation (III-3) l'évaluation de D à une échelle macroscopique est traduite par la relation de la perte de raideur :

$$d = \frac{Eo - E(d)}{Eo} \qquad \text{(III-4)}$$

Si cette analyse se limite aux fissures, sachant que ces dernières ont toujours une orientation préférentielle normale aux directions d'extension principales, un seul plan peut néanmoins être observé.

A partir de la courbe contrainte-déformation d'un matériau il existe plusieurs critères pour déterminer le module d'élasticité du matériau endommagé E(d). Ces critères peuvent être relatifs à des modèles d'endommagement existants.

III.1.3.3. Variation du module d'élasticité, méthode dynamique

La mesure de la célérité d'ondes ultrasonores dans une éprouvette cylindrique de béton conduit au module d'élasticité dynamique E_{dyn} par la relation suivante [LEM 88] :

$$E_{dyn} = \rho v_T^{\,2}\ \frac{3v_L^{\,2} - 4v_T^{\,2}}{v_L^{\,2} - v_T^{\,2}} \qquad \text{(III-5)}$$

Le module d'élasticité dynamique endommagé $E_{dyn}(d)$ peut de manière identique être déterminé sur une même éprouvette endommagée. En appliquant le même raisonnement que

pour la méthode statique, et connaissant le module d'élasticité dynamique de l'éprouvette saine $E_{dyn}o$, l'endommagement peut être évalué à partir de la relation suivante :

$$d = \frac{E_{dyn}o - E_{dyn}(d)}{E_{dyn}o} \qquad \text{(III-6)}$$

Il est intéressant de noter aussi que dans l'hypothèse de l'endommagement isotrope, le coefficient de Poisson reste constant au cours de l'endommagement.

III.1.4. Modèles d'endommagement

Les modèles sont établis dans le but de prédire le comportement ou l'endommagement du béton selon des paramètres déformation.

Le modèle de Mazars [MAZ 84] reproduit les phénomènes de dégradation du béton par l'introduction de la variable scalaire D d'endommagement isotrope (cf § III.1.2.2.). C'est un modèle du type élastique endommageable. Etant donné le caractère unilatéral du béton, un critère non symétrique en déformation qui dépend uniquement de la partie positive des déformations principales ε_{ii} est défini :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{<\varepsilon_{ii}>_+^{\,2}} \qquad \text{(III-7)}$$

Avec : $<\varepsilon_{ii}>_+ = \varepsilon_{ii}$ si $\varepsilon_{ii} > 0$ cas d'extension
$<\varepsilon_{ii}>_+ = 0$ si $\varepsilon_{ii} \leq 0$ cas de compression

Ce critère appelé déformation équivalente traduit l'état d'extension locale du matériau.

La dissymétrie du comportement du béton en traction et en compression implique un couplage de deux modes d'endommagement, l'un agissant en traction et l'autre en compression. Cet aspect se traduit par un seuil dissymétrique et par un couplage de deux lois d'évolution tel que : $d = a_t\, d_t + (1-a_t)\, d_c$, où a_t est un coefficient variant de 0 à 1et où l'évolution des variables d_t et d_c sont de la même forme, voir relation (III-8).

$$d = 1 - \frac{\varepsilon_{Do}(1-A)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A}{\exp\left[B\left(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{do}\right)\right]} \qquad \text{(III-8)}$$

où ε_{do}, A et B sont des constantes relatives au matériau et propres à chacun des deux cas considérés :

- A_c, B_c, ε_{doc}, pour la compression et la détermination de d_c.
- A_t, B_t, ε_{dot}, pour la traction et la détermination de d_t.

Ce modèle est applicable dans le cadre d'un chargement monotone. Il considère le matériau comme parfaitement élastique au déchargement, c'est à dire qu'il ne tient pas compte des déformations résiduelles.

Il existe d'autres modèles plus complexes du type élasto-plastique endommageable qui tiennent compte des déformations résiduelles [LAB 91]. Les critères d'évaluation du module élastique du matériau endommagé E(d) sont alors différents, voir Figure 5.

Evaluation du module d'élasticité du matériau au cours de l'endommagement, E(d)

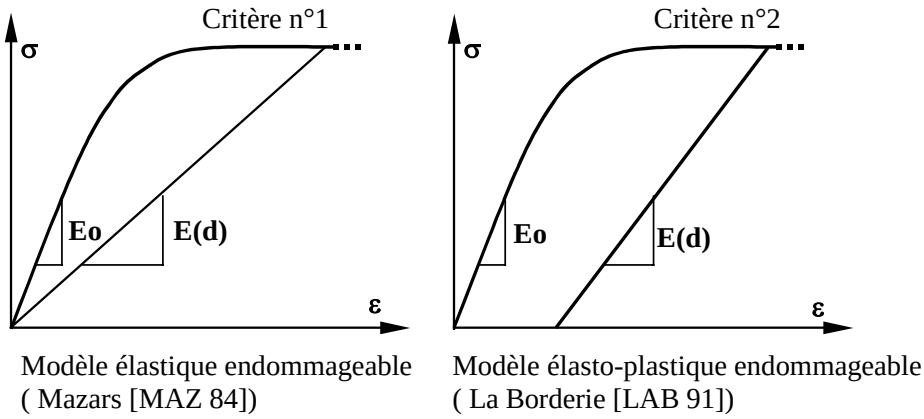


Figure 5 : Modèles d'endommagement, application en compression uniaxiale

III.2. Couplage endommagement – perméabilité

Différents axes de recherches ont été développés sur ce thème. Plusieurs dispositifs de sollicitations sont employés dont certains permettent la mesure de la perméabilité ou de la diffusivité du matériau sous contrainte. Par la suite l'évaluation de l'endommagement peut être globale, relative aux variables mécaniques de l'éprouvette, et/ou discrète, relative aux caractéristiques de la fissuration survenue au cours de la sollicitation.

III.2.1. Etudes expérimentales

Plusieurs études expérimentales ont été menées sur des mortiers ou des bétons.

Sur le plan des sollicitations appliquées, deux approches se distinguent :

Pour la majorité des études le mode de sollicitation est sélectionné pour obtenir des champs de contraintes les plus homogènes possibles, permettant une évaluation représentative de l'endommagement global. Cette évaluation peut alors être effectuée à partir des états de contrainte – déformation [KER 91], [SUG 96], [MEZ 99] ou complétée par une analyse de la micro-fissuration [GER 96a], [MAS 91], [MAS 98],

Pour certaines études, le mode de sollicitation permet au contraire d'obtenir des champs de contraintes localisés pour permettre la création d'une fissuration localisée aisément observable et identifiable [WAN 97], [ALD 99a].

Concernant la perméabilité, elle peut être évaluée à l'eau ou à l'air. Certains dispositifs utilisés permettent aussi d'évaluer la perméabilité du matériau sous contrainte [GER 96a], [SUG 96], [HEA 97].

III.2.1.1. Perméabilité à l'eau

En 1991, une étude met en évidence l'influence de compressions uniaxiales, sur la perméabilité d'un béton [KER 91]. La mesure de la perméabilité à l'eau est effectuée sous des gradients de pression importants, jusqu'à 105 MPa/m. Cette étude conclut que la conductivité hydraulique des bétons après déchargement, augmente de manière tout à fait significative lorsque le matériau a subi de faibles sollicitations, à partir de 40% de la charge ultime, et cela, pour trois types de béton différents. Selon l'auteur, l'augmentation de la perméabilité à 70 % de f_c est telle que la perméabilité est multipliée par un facteur compris entre 100 et 1000. Cependant, peu d'études ont confirmé ce résultat, que ce soit avec des mesures de perméabilité à l'eau [HEA 99], ou même au gaz [SUG 96], [HEA 97].

Au contraire, des études récentes menées sur différents bétons sollicités en compression uniaxiale n'ont pas permis d'observer d'augmentation notable de la perméabilité de disques de béton extraits de la partie médiane d'éprouvettes après déchargement, malgré des sollicitations maximales de 0,8 f_c, maintenues durant environ 30 min, jusqu'à ce qu'une déformation longitudinale de 3000 µm/m soit atteinte [HEA 99]. Cependant les écarts de

mesures de perméabilité observés sont de l'ordre de trois ordres de grandeur, et sont dus notamment aux interactions entre l'eau et la matrice cimentaire (voir § II.5.2.3(2)).

Des configurations particulières de sollicitations ont aussi été mises au point comme l'essai "BIPEDE" [GER 96a]. Un disque de béton est collé sur ses deux faces planes à des plaques d'acier de 2mm d'épaisseur qui sont étirées par traction. Les deux plaques sont percées en leur centre d'un trou de diamètre égal à 50mm et sont équipées de jauges de déformation. Le perçage est supposé permettre la répartition volumique de l'endommagement au centre de l'éprouvette et l'injection d'un fluide dans la direction transversale pour l'étude du couplage perméabilité – traction – fissuration. L'essai peut s'effectuer sous contrainte si les plaques sont plastifiées lors de la traction. La traction est exercée jusqu'à la ruine et au-delà pour des fissures transversales dont l'ouverture est comprise entre 10µm et 80µm après déchargement. La fissuration des éprouvettes est évaluée par un procédé d'analyse d'images [HOR 96]. Les perméabilités mesurées varient de 10^{-11} m/s à 10^{-7} m/s. La perméabilité croît avec les déformations de l'échantillon selon une fonction exponentielle.

Parallèlement aux études précédentes, d'autres expériences tentent de relier directement une ouverture de fissure dans l'éprouvette à une mesure de perméabilité [WAN 97]. L'essai de fendage permet très souvent d'obtenir une seule fissure traversant le disque sollicité jusqu'à un seuil proche du pic d'effort (voir § IV.2.2). Il apparaît qu'une fissure dont l'ouverture est inférieure à 50µm sous sollicitation a un effet non significatif sur la perméabilité du matériau relaxé. Par contre, au-delà de 200 µm d'ouverture sous sollicitation, l'augmentation de la perméabilité devient significative. D'après les mesures, la perméabilité varie de 10^{-10} à 10^{-9} m/s pour un béton sain et de 10^{-3} à 10^{-2} m/s pour un béton endommagé dont l'ouverture des fissures est comprise entre 300µm et 400µm.

Les différentes configurations expérimentales et les résultats principaux respectifs sont récapitulés dans le Tableau III-2.

Auteurs	Eprouvette	Sollicitation	Essais de perméabilité	Evaluation de la fissuration ou de l'endommagement	Remarques et conclusion
Kermani A. [KER 91]	Cylindre de béton ordinaire, et béton avec cendres volantes f_c = 30 MPa cure humide ϕ = 100mm h= 200mm	Compression uniaxiale de 0,3 à 0,7 f_c maintenue durant 5 min	Liquide, eau durant 48 h cylindre 100*100mm Δp=10,5MPa ϕ = 100mm h= 100mm	% f_c $2.10^{-14} < K_l < 1.10^{-10}$ m/s	La perméabilité de l'éprouvette augmente de manière significative lorsque le chargement dépasse 0,4 f_c.

Hoarn N. [H[illegible]9]	Cylindre de béton ordinaire, et béton f_c = ϕ = 100mm h= 200mm	Compression uniaxiale de 0,3 à 0,8 f_c durant 30 min jusqu'à $\varepsilon = 3.10^{-3}$	Disque de béton extrait de la partie médiane de l'éprouvette. ϕ = 40 mm h= 200 mm	La perméabilité des échantillons séchés et saturés sous vide est plus grande mais beaucoup moins dispersée que la perméabilité des échantillons en l'état, après la cure humide. $5.10^{-13} < K < 10^{-10}$ m/s	La dispersion des mesures de perméabilité due aux interactions eau-matrice cimentaire ne permet pas la distinction d'éprouvettes endommagées mécaniquement. Cependant la fissuration augmente les propriétés de transfert du matériau
Wang K. Jansen D.C. Shah S.P. [WAN 97] Aldea C.M. Shah S.P. Karr A. [ALD 99a] [ALD 99b]	Disque de béton ordinaire, f_c= 45 MPa E/C= 0,41 ϕ = 100mm h= 25mm	Compression de type brésilien, fendage. Contrôle en déplacement.	Liquide, eau Ecoulement longitudinal Δp=0,03MPa	Mesure de la déformation transversale. Microscopie optique 100x Cartographie des macrofissures et mesure de leur largeur, 50µm à 900 µm $1.10^{-11} < K_l < 1.10^{-2}$ m/s	Une fissure dont l'ouverture est inférieure à 50µm sous sollicitation a un effet non significatif sur la perméabilité du matériau relaxé. Au-delà de 200µm l'augmentation de la perméabilité devient significative.
Gérard.B Breysse D. [GER 96a], [GER 96b] Ess[illegible]s [B[illegible]]	Disque de béton Ordinaire f_c= 30 Mpa et f_c= 50 Mpa h=38mm ϕ= 110mm	Traction uniaxiale, et biaxiale Les deux plans du disque sont collés à une plaque d'acier qui est étirée.	Liquide, eau $0,2 < \Delta p < 0,3$ MPa	Contrôle des déformations. Analyse d'images, quantification et mesures des ouvertures. Ouvertures de fissures comprises entre 10µm et 80µm $0,5.10^{-11} < K_l < 5.10^{-7}$ m/s	L'essai peut s'effectuer sous contrainte. La traction est exercée jusqu'à la ruine et au-delà. La perméabilité croît avec les déformations de l'échantillon selon une fonction exponentielle.

Tableau III-2 : *Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage perméabilité – endommagement avec des mesures de perméabilité à l'eau*

III.2.1.2. Perméabilité au gaz

Les études réalisées en compression uniaxiale ont souvent été menées avec des essais de perméabilité sous contrainte**.** La perméabilité étudiée est soit mesurée pour un écoulement radial du gaz dans l'éprouvette cylindrique [SUG 96] soit pour un écoulement axial, mais dans une éprouvette de mortier de dimension réduite [HEA 97]. Ces deux études ne peuvent donc pas être reliées directement aux autres essais où la mesure de la perméabilité est réalisée à partir d'un écoulement selon l'axe de compression des éprouvettes. Néanmoins selon les auteurs, la perméabilité augmente de manière significative à partir d'une contrainte équivalente à 76% ou 79 % de la contrainte ultime [SUG 96], ou bien soudainement à partir d'une contrainte supérieure à 71% de la contrainte ultime de compression correspondant à la déformation volumique maximale [HEA 97]. Ce seuil dépend du degré de saturation des éprouvettes. Les éprouvettes sont séchées à 60 °C et sont testées lorsque leurs poids, à 24 heures d'intervalle, ne diffèrent pas de 0,5g. Leur séchage est ensuite poursuivi et les perméabilités comparées. Pour une humidité résiduelle, ce seuil peut atteindre 90% de f_c [SUG 96].

D'autres études ont utilisé des cellules triaxiales pour solliciter des éprouvettes. Pour une compression hydrostatique sur du béton et pour des mesures de perméabilité au gaz sur des disques de béton extraits d'éprouvettes 11 x 22 après déchargement, une augmentation de la perméabilité au delà d'un seuil de chargement est observée et est corrélée avec une augmentation de la microfissuration du matériau [MAS 91].

D'autres études expérimentales ont mesuré la perméabilité d'éprouvettes de mortier sous contrainte [MEZ 99], [SKO 99]. Il apparaît que sous ce type de chargement, la perméabilité n'évolue guère tant que le déviateur des contraintes n'est pas tout proche de la valeur ultime. Pour les différentes pressions de confinement étudiées, la variation de perméabilité sous charge présente la même allure. Sans aller jusqu'au pic de résistance, le rapport d'accroissement de la perméabilité est inférieur à 2. Cette augmentation est essentiellement liée à l'ouverture sous charge des microfissures, car le déchargement du matériau montre une quasi restauration de la valeur initiale de la perméabilité. Au pic de résistance une augmentation très nette de la perméabilité est observée. Ce n'est qu'au niveau du pic ou au delà, que sa valeur après déchargement est significativement augmentée

L'insertion d'un " cœur expansif " au centre des disques de béton constitue un dispositif original, qui a pour principal but de générer un champ de déformations positives réparti dans tout le volume du disque, et de le maintenir constant durant divers expériences de transferts (perméabilité ou diffusivité aux ions chlorures) [MAS 98]. C'est principalement la fissuration de l'éprouvette qui sert de paramètre d'endommagement pour ces essais. Peu de données sont actuellement publiées sur l'évolution de la perméabilité avec les déformations enregistrées ou selon la fissuration observée.

Pour l'ensemble de ces expérimentations, les mesures de perméabilité au gaz considérées sont des mesures de perméabilité apparente (k_A).

Les différentes configurations expérimentales et les résultats principaux respectifs sont récapitulés dans le Tableau III-3.

Auteurs	*Eprouvette*	*Sollicitation*	*Essais de perméabilité*	*Evaluation de la fissuration ou de l'endommagement*	*Remarques et conclusion*
Massart, M. [M[illegible]]	Cylindre de béton : E/C = 0,34 (Utilisation de cendres volantes) - 1 mois de cure humide - 15 jours de séchage à 20°C et 50% HR ϕ = 110mm h= 220mm	Compression triaxiale, Contrainte hydrostatique	ϕ = 110mm h= 20mm	Niveaux de contrainte hydrostatique, 0, 25, 50, 50, 100, 150, 200 MPa $20,10^{-18} < k_A < 240.10^{-18} m^2$ Analyse d'image par la méthode des répliques	La perméabilité, malgré une dispersion des mesures semble augmenter avec le niveau de contrainte appliqué (par un facteur 10 environ). Bonne corrélation de la perméabilité avec les surfaces spécifiques de fissuration.
S[illegible] T. Bremner T.W. Holm A.T. [SUG 96]	Cylindre creux en BO E/C 0,4< <0,6 - 4 mois de cure humide - 1 mois à 20°C, HR 50% - séchage à 60°C ϕ_e =150mm ϕ_i =35mm h = 375mm	Compression uniaxiale	Gaz, diazote, Ecoulement radial Δp=0,4MPa	% f_c $1.10^{-17} < k_A < 20.10^{-17} m^2$	La perméabilité mesurée sous contrainte augmente de manière significative à partir d'une contrainte équivalente à 76% ou 79 % de σc. Ce seuil dépend du degré de saturation des éprouvettes. Pour une humidité résiduelle, ce seuil peut atteindre 90% de f_c.
Hearn N. Lok G. [HEA 97]	Mortier ordinaire - 7 jours de cure humide - séchage à 50°C h=100mm ϕ= 50mm	Compression uniaxiale	Gaz, diazote, Ecoulement longitudinal Δp=0,35MPa	% f_c $5.10^{-17} < k_A < 5.10^{-16} m^2$	La perméabilité augmente soudainement à partir d'une contrainte supérieure à 71% de la contrainte ultime de compression.

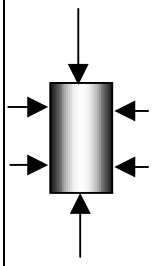
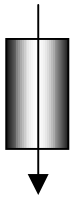
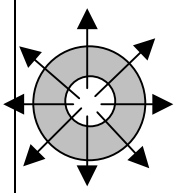
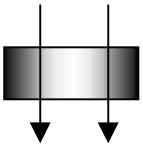
Meziani H. Skoczylas F. [MEZ 99]	Cylindre de mortiers Ordinaires et HP prélevé par carottage. E/C= 0,4 - substitution de l'eau par de l'éthanol et séchage à 60°C, h=70mm ϕ= 37mm	Compression triaxiale Pression de confinement 60 MPa max. 	Gaz, argon, Δp=1,5 MPa Ecoulement longitudinal 	$\varepsilon = f(\sigma)$ $1{,}5.10^{-16} < k_A < 4{,}5.10^{-16}$ m^2	La perméabilité est mesurée sous contrainte. Elle subit des modifications importantes proches de la rupture uniquement. La perméabilité initiale est quasiment retrouvée après déchargement.
Masse P. François R. Gagné R. [MAS 98]	Disque de béton percé en son centre BHP et Mortier HP fibré (fibre métallique) - 27 jours de cure humide - Séchage à 60 °C ϕ_e =150mm ϕ_i =50mm h = 50mm	Contrainte radiale au centre exercée par un cœur expansif 	Gaz, diazote, Ecoulement longitudinal Δp=0,05MPa 	Microscopie environnementale Analyse d'images Ouvertures de fissures comprises entre 50µm et 200µm	La macrofissuration évolue par cycles successifs. Pas de conclusion concernant l'évolution de la perméabilité (mesurée sous contrainte) en fonction des paramètres observés.

Tableau III-3 : *Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage perméabilité – endommagement avec des mesures de perméabilité au gaz*

III.2.2. Modélisation

Les modèles existants dépendent directement du type de milieu endommagé considéré, (cf § Introduction) :

- milieux discrets : les variables du modèle sont les grandeurs géométriques associées à la fissuration (ouverture, longueur, fréquence ou espacement, orientation…)
- milieux continus : les variables sont des grandeurs globales (déformation, contrainte, module d'élasticité…., et variable d'endommagement)

III.2.2.1. Milieux discrets

Pour un écoulement laminaire selon l'axe Ox entre deux plans parallèles distants de w, l'équation de Stokes permet d'écrire la relation établie par Poiseuille qui donne la vitesse moyenne de l'écoulement visqueux v_{vx} :

$$v_{vx} = -\frac{w^2}{12\mu}\frac{dP}{dx} \qquad \text{(III-9)}$$

Le milieu poreux peut être grossièrement modélisé en considérant qu'il est constitué d'une matrice imperméable contenant des fissures parallèles, représentées par des surfaces parallèles d'ouverture w, espacées d'une distance moyenne Δ exprimée en mètre, et dont la tortuosité est τ. La porosité de ce milieu est alors égale au rapport w/Δ. Dans le cas d'une fissure, un facteur correctif ξ relatif à la tortuosité et la rugosité des parois de la fissure est introduit et équivaut à l'inverse de τ. La perméabilité de ce milieu hypothétique s'écrit alors k_v'

$$k_v' = \frac{\xi}{\Delta}\frac{w^3}{12} \qquad \text{(III-10)}$$

Le rapport $1/\Delta$ peut aussi être considéré comme la longueur cumulée de fissures par unité de surface (m^{-1}). Selon Gérard [GER 96a], une valeur de 0,1 pour ξ peut être considérée comme pertinente puisque certains travaux, à partir d'éprouvettes de béton fissurées par fendage auraient permis d'identifier des valeurs de ξ variant de 0,11 à 0,16 pour des ouvertures de fissures comprises entre 100 et 300 µm, tandis que d'autres travaux à partir d'essais de flexion identifient ξ entre 0,01 et 0,09.

Pour une éprouvette sollicitée en traction selon l'essai "Bipede", Gérard [GER 96a] aboutit à une relation mixte discret-continu où la conductivité hydraulique du matériau dépend du nombre de fissures ainsi que de la déformation ε et de la variable d'endommagement de l'éprouvette, d. Cette relation est de la forme suivante :

$$K(\varepsilon,d) = Ko + -\xi \frac{g\rho_l}{n^2\pi^3\mu_l} L^2 \left[\tau(d)\left(\varepsilon - \frac{\sigma}{Eo}\right)^3 \right] \qquad \text{(III-11)}$$

où n est le nombre de fissures, s la contrainte appliquée, Eo le module d'élasticité originel, Ko la perméabilité originelle de l'échantillon, L le diamètre de l'échantillon, et $\tau(d)$ une fonction décrivant l'évolution de la "connectivité/tortuosité" de fissure en fonction de l'endommagement.

III.2.2.2. Milieux continus

Dans le cadre d'une modélisation du comportement hydro-mécanique de barrages, Bary [BAR 96] reprend le modèle établi par Bourdarot (1991) qui à partir du modèle élastique-endommageable, exposé au paragraphe III.1.4, associé à une formulation hydraulique de type Biot, propose une relation entre l'évolution de l'endommagement isotrope d à la conductivité hydraulique K du type:

$$K = Ko\left(\frac{K_{max}}{Ko}\right)^{d^n} \qquad \text{(III-12)}$$

où n est un coefficient empirique variant entre 1 et 2,5 et K_{max} est la conductivité hydraulique à l'état "ultime" pour d = 1, c'est à dire la perméabilité correspondant au matériau complètement désagrégé. Peu de précisions sont néanmoins données sur l'évaluation de cette perméabilité K_{max} qui paraît difficilement mesurable.

Le coefficient n est, dans les modélisations ultérieures, fixé à 1. Il est intéressant de noter que pour une telle formulation, une augmentation de l'endommagement de 0,1 entraîne une multiplication par 10 de la conductivité hydraulique K. Par ailleurs cette formulation correspond à une évolution de type exponentiel [BAR 96].

En considérant la création de fissures orientées et en introduisant un modèle d'endommagement anisotrope, une formulation tensorielle de la conductivité hydraulique est proposée :

$$K = \begin{pmatrix} k(f_{+2},f_{+3},R_2,R_3) & 0 & 0 \\ 0 & k(f_{+1},f_{+3},R_1,R_3) & 0 \\ 0 & 0 & k(f_{+1},f_{+2},R_1,R_2) \end{pmatrix} \qquad \text{(III-13)}$$

où f_{+i} est une fonction d'endommagement pour des déformations ε_i positives (en traction) et R_i est la variable de fermeture selon la direction i des fissures (en sollicitation cyclique).

Dans cette formulation, les fissures supposées planes apparaissent dès que le niveau de chargement dépasse le seuil d'endommagement en déformation. La normale à ce réseau de fissures est coaxiale aux contraintes de traction. La formulation de type exponentiel d'accroissement de la perméabilité est conservée, et la fonction k s'écrit :

$$k = Ko \exp\left(\beta \sum_{i \neq j} f_{+i}{}^{\gamma} \right) \qquad \text{(III-14)}$$

Les coefficients Ko, β et γ sont identifiés à partir de l'essai "Bipede": $f_{+i} = 11{,}28\ d_i - 0{,}224$ où d_i est la variable d'endommagement anisotrope dans la direction i, β = 9,43 et γ = 0,859. Cette loi a aussi été calée de façon à ce que la conductivité hydraulique ait une valeur de 10^{-3} pour un endommagement de 1.

III.3. Couplage endommagement – diffusivité hydrique

La diffusivité massique concerne ici l'eau en phases liquide et vapeur, c'est à dire la diffusivité hydrique D_θ.

Les travaux réalisés dans ce domaine concernent essentiellement des essais d'imbibition sous charge nulle sur des éprouvettes endommagées mécaniquement. La sorption d'éprouvettes de béton répond d'abord dans le temps à un premier mécanisme, où la perméabilité du matériau est prépondérante ; dans un second temps, un deuxième mécanisme de diffusivité d'eau en phase gazeuse, vient s'ajouter au premier. Ces observations permettent d'obtenir des valeurs comparatives entre différents types de structures de matériaux, saines ou endommagées mécaniquement en l'occurrence.

Pour des éprouvettes sollicitées de mortier et de béton, le séchage et l'imbibition en atmosphère contrôlée de disques extraits de la partie médiane d'éprouvette sollicitées en compression uniaxiale entre 0,4 et f_c montrent que les cinétique de désorption et de sorption augmentent avec le niveau de sollicitation auquel ont été soumises les éprouvettes [SAM 92]. Ce résultat est surtout marqué pour le séchage d'éprouvettes de faible rapport E/C et sollicitées au delà de 75% de f_c.

En compression uniaxiale des essais d'imbibition sous charge nulle à 20°C ont aussi été réalisés pour des éprouvettes de bétons sollicitées entre 50% et 90% de la charge ultime f_c, [CHI 97]. Sur une durée d'observation de 1 minute à 100 minutes, il est observé que la quantité d'eau absorbée varie de manière croissante avec la sollicitation. Cette variation est proportionnellement plus marquée avec le temps. Au bout de 2000 heures il est observé une différence de 17% de quantité d'eau absorbée entre les éprouvettes sollicitées à 60% de f_c et celles sollicitées à 90% de f_c. Cette quantité d'eau varie linéairement entre ces deux niveaux de sollicitations.

Une démarche inverse de l'imbibition (ou sorption) est le séchage (ou désorption). Elle concerne principalement des études portant sur la dessiccation des bétons ou d'éléments de structures [BAZ 87]. Des fissures d'ouvertures importantes (supérieures à 100µm) sont créées par flexion de poutres de béton armé. Les fissures de plus de 100 µm espacées de 7 cm ont un effet sensible sur la diffusivité hydrique du béton (multipliée par 2.25). Néanmoins le rôle de la fissuration concernant l'augmentation de la diffusivité hydrique du matériau reste modeste en comparaison de celui de la diminution de la teneur en eau du matériau lui même.

Les différentes configurations expérimentales et les résultats principaux respectifs sont récapitulés dans le Tableau III-4.

Auteurs	*Eprouvette*	*Sollicitation*	*Essais de sorption et/ou de désorption*	*Evaluation de la fissuration ou de l'endommagement*	*Remarques et conclusion*
Sarkar H.R., Kenne C.Hover [SAM 92]	Cylindre de Béton et de mortier ordinaire 60 jours de cure humide à 24°C f_c = 30MPa E/c=0,6 ϕ = 100mm h= 200mm	Compression uniaxiale monocyclique	Disque extrait de la portion médiane de l'éprouvette. Essai de 21 jours séchage et adsorption par les deux faces en atmosphère contrôlée. ϕ = 100mm h= 50mm	% f_c Observation de la microfissuration par Radiographie	La diffusivité croît avec la sollicitation des éprouvettes Un chargement monocyclique supérieur à 75% de f_c conduit à une augmentation sensible de la diffusivité, de 14% jusqu'à 20%.
Chidiac S.E. Grattan – Bellew P.E. Hoogeveen T.J Razaqpur A.G. [CHI 97]	Cylindre de Béton ordinaire f_c = 30Mpa E/C=0,59 ϕ = 76mm h= 152mm	Compression uniaxiale	Essais d'imbibition Eprouvette relaxée, entière	Evaluation de l'endommagement par méthode ultrasonique. Observation de la fissuration par microscopie 50x	Les deux méthodes d'évaluation d'endommagement mises en œuvre sont peu concluantes La quantité d'eau adsorbée augmente pour des éprouvettes sollicitées à plus de 60% de f_c pour augmenter linéairement de 17% jusqu'à 90% de f_c.

Tableau III-4 : *Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage diffusivité hydrique – endommagement*

Partie II : Etude expérimentale

Chapitre IV. Programme expérimental

Les travaux expérimentaux menés ont été établis dans le but d'observer et d'évaluer les variations des caractéristiques de transfert du matériau à la suite d'un endommagement d'origine mécanique. Le choix des paramètres de transfert étudiés tient compte de l'équipement et du savoir-faire expérimental de notre Laboratoire, le LGCNSN.

IV.1. Confection des éprouvettes

IV.1.1. Composition

Trois bétons ont été confectionnés :

- un béton ordinaire : BO
- un béton haute performance : BHP
- un béton haute performance renforcé de fibres métalliques : BHPF

Le BO est un béton utilisé dans le cadre du programme de recherche OA9 du LCPC. De nombreuses données expérimentales sont disponibles à son sujet, il a notamment été étudié dans le cadre de la thèse de V. Baroghel-Bouny [BAR 94]. Il contient des granulats concassés de calcaire dur du Boulonnais de résistance à la compression comprise entre 140 et 180 MPa, et deux granulométries de sable, un sable du Boulonnais et un sable de Seine qui est un sable roulé silico-calcaire. Le ciment utilisé est un CPA 52.5 HTS du Teil "à haute teneur en silice" contenant une proportion importante de C_3S. Le rapport Eau/Ciment de ce béton est de 0,49.

Les deux BHP sont de composition similaire avec un rapport E/C de 0,29. Ils contiennent exclusivement des granulats siliceux, gravier de type diorite quartzique et sable de Loire. Le BHP fibré (BHPF) contient une fraction volumique de 1% de fibres métalliques de 3 cm de longueur et de 0,38 mm de diamètre. Ces BHP ont été utilisés dans le cadre des travaux de recherche sur le comportement mécanique des poutres de Béton Haute performance, (Thèse de L. Daniel [DAN 01]).

Le détail de chacune des compositions est reporté dans le Tableau IV-1.

Constituants (kg/m^3)	**BO**	**BHP**	**BHPF**
Graviers calcaires, 12.5 – 20 mm	777	-	-
Gravillons calcaires, 4 – 12.5 mm	415	-	-
Gravillons, 4 – 12.5 mm	-	1011	966
Sable (Boulonnais), 0 – 5 mm	372	-	-
Sable de Seine, 0 – 4 mm	372	-	-
Sable de Loire, 0 – 4 mm	-	722	690
Ciment CPA-CEM I 52.5 HTS du Teil	353	-	-
Ciment CPA-CEM I 52.5	-	400	400
Fumée de silice	-	40	40
Fibres métalliques	-	-	79
Plastifiant	-	6	10
Filler	-	72,2	69
Eau totale	172	140	140
Rapport E/C	*0,49*	*0,29*	*0,29*

Tableau IV-1 : *Composition des bétons étudiés*.

Les bétons sont préparés par gâchée d'environ 65 litres et sont coulés dans des moules cylindriques. Une vingtaine d'éprouvettes 11 x 22 cm issues d'une même gâchée ont été confectionnées pour chacune des séries. 14 éprouvettes sont coulées dans des moules métalliques et 6 dans des moules en carton. Les bétons sont mis en place par vibration et les éprouvettes arasées selon les normes françaises (NF P 18-422 et NF P 18-404).

Le BO a été confectionné sur le site de l'IUT de Saint-Nazaire, les constituants ont été introduits dans le malaxeur par ordre décroissant de granulométrie, et ont été mélangés à sec pendant 30 secondes. L'eau a été introduite en 1 minute et le malaxage a été poursuivi durant 3 minutes. Le béton a été mis en place par aiguille vibrante.

Les BHP ont été confectionnés sur le site de l'Ecole Centrale de Nantes. Un malaxeur à hélice a été utilisé et le béton a été mis en place à l'aide d'une table vibrante.

IV.1.2. Cure appliquée aux bétons

Tous les bétons ont subi la même cure :

Avant d'être démoulées, les éprouvettes ont été entreposées 24 heures en chambre humide à 20°C et 95% d'humidité relative (HR). Elles ont ensuite été plongées quatre semaines dans l'eau à 20°C avant de passer deux jours à 60°C dans une étuve non ventilée pour accélérer la fin de l'hydratation.

A l'issue de cette cure, cinq éprouvettes de chaque composition ont été testées en compression (voir § IV.1.3). Les autres éprouvettes ont été enduites de deux couches de résine époxy "Sika Floor" imperméable sur leurs faces latérales, puis rectifiées avant d'être stockées dans une salle climatisée (20 ± 1°C et 50 ± 5% HR) durant quatre mois environ avant d'être sollicitées.

La rectification des éprouvettes est effectuée à l'aide d'un lapidaire. Les profondeurs de passe des trois derniers usinages sont nulles de manière à obtenir les sections les plus planes possibles. Les deux extrémités de l'éprouvette sont soumises à ce traitement.

Avant d'être rectifiées, la partie inférieure des éprouvettes, proche de la face en fond de moule, et la partie supérieure, proche de la face arasée sont repérées. Cela permettra par la suite de situer les échantillons extraits des éprouvettes.

IV.1.3. Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques à 28 jours obtenues à l'issue de la cure humide sont présentées dans le tableau Tableau IV-2.

	BO	**BHP**	**BHPF**
Module d'élasticité (GPa)	42	45	46
Résistance en compression, f_c (MPa)	65	110	130
Déformation au pic (µm/m)	2100	2950	3425
Masse volumique sèche apparente (g/cm^3)	*2.33*	*2.34*	*2.41*
Porosité ouverte à l'eau (%)	*12,1*	*10,5*	*10,4*

Tableau IV-2 : *Propriétés mécaniques et caractéristiques des matériaux*

Une seule déformation au pic a été obtenue expérimentalement. Cette valeur est ensuite ajustée en fonction des courbes contrainte-déformation pour les éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale.

IV.2. Application des sollicitations mécaniques

Pour qu'il soit possible d'obtenir des mesures de transfert significatives, l'état d'endommagement du matériau doit être suffisant pour que les dégradations qui lui sont associées engendrent des modifications de ses paramètres de transfert, mais doit demeurer contrôlé pour rester modéré et ne pas provoquer de fractures complètes ou une désagrégation des éprouvettes. Deux modes de sollicitations ont été sélectionnés :

- Compression uniaxiale sur éprouvette 11 x 22.
- Traction composée ou traction par fendage : Des disques de bétons de 11 cm de diamètre et de 5 cm d'épaisseur extraits d'éprouvettes 11 x 22 par sciage sont diamétralement comprimés.

IV.2.1. Compression uniaxiale

Le but de cette expérimentation est de solliciter une éprouvette 11 x 22 selon un programme de sollicitation pré-défini et d'évaluer l'endommagement global encouru. Par la suite, la perméabilité ou la diffusivité hydrique de cette éprouvette seront mesurées.

IV.2.1.1. Programmation des sollicitations

Les compressions uniaxiales ont été appliquées à l'aide d'une presse hydraulique programmable asservie en force de 2400 kN de capacité. Le programme de chargement est décrit Figure 6. Les cycles de charge comprenaient un palier de contrainte minimum de 3,5 MPa et un palier de contrainte maximum, f_{max}, compris entre 60% et 90% de la résistance moyenne respective, f_c. Un temps de 2 minutes était marqué sur chaque palier, de manière à permettre d'une part le fluage à court terme, se traduisant par la propagation de microfissures dans le matériau, d'autre part, la relaxation du matériau. Par ailleurs, les vitesses de chargement et de déchargement étaient constantes : 4,3 kN/s soit environ 0,45MPa/s. Cette vitesse de chargement est légèrement inférieure mais très proche de celle préconisée par la norme pour les essais de résistance en compression uniaxiale qui est de 5 kN/s.

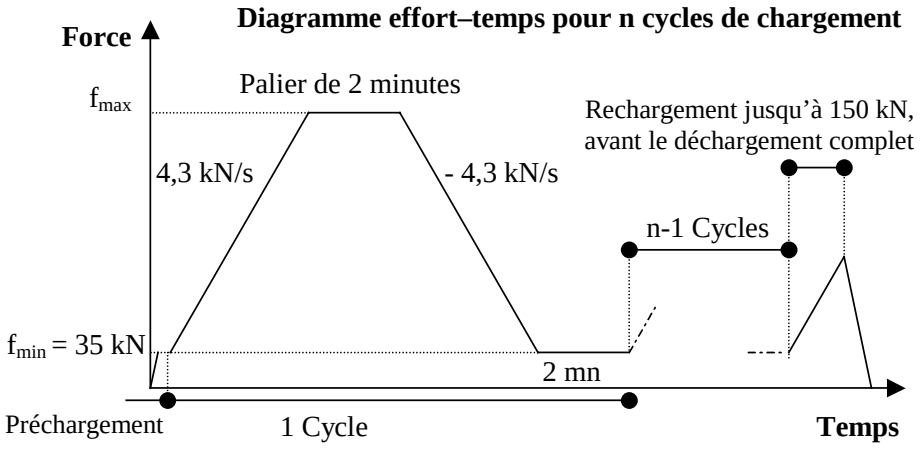


Figure 6 : *Cycles de chargement en compression uniaxiale appliqués aux éprouvettes*

IV.2.1.2. Champs de contraintes et de déformations générés dans l'éprouvette

Lors des sollicitations, les zones proches des extrémités de l'éprouvette sont sujettes au phénomène de frettage induit par la composante radiale due au frottement des sections rectifiées au contact des plateaux en acier de la presse. Les champs de déformation ne sont alors pas uniformes dans cette zone. Avant que les fissures n'apparaissent dans cette zone, la partie médiane de l'éprouvette subit une déformation radiale positive qui conduit à une densité importante de micro-fissures [CAR 99]. Les microfissures se produisent essentiellement à l'interface pâte – granulats et ne présentent pas d'orientation préférentielle [NEM 98]. Elles se propagent à la pâte de ciment uniquement autour du pic de résistance et se rejoignent pour former une ou plusieurs macrofissures qui sont déviées sur les extrémités selon les cônes de frettages, traditionnellement observés sur les éprouvettes sollicitées jusqu'à la ruine complète (voir Figure 7).

Par contre il peut être considéré que la zone médiane de l'éprouvette ne subit plus les influences du frettage, et que les champs de contraintes et de déformations sont quasiment uniformes (état de contraintes planes). Par conséquent, les micro-fissures induites ont une probabilité de répartition plus importante et uniforme dans cette zone qui est la plus représentative de l'état d'endommagement du matériau.

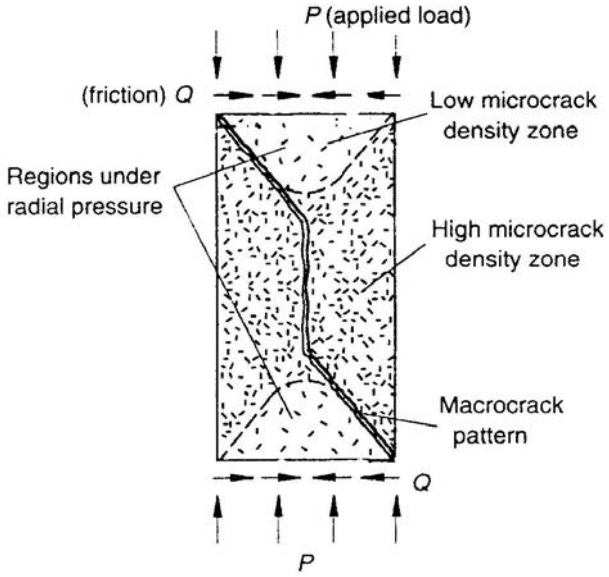


Figure 7 : *Développement des contraintes radiales dans les zones proches des extrémités en contact avec les plateaux de la presse et incidence sur la fissuration de l'éprouvette [CAR 99]*

IV.2.1.3. Mesure des contraintes et des déformations axiales

La force exercée par la presse est mesurée à partir de la pression hydraulique du circuit. Un système de manomètre constitué d'un vérin et d'un ressort est couplé à l'aiguille du cadran principal. Les déplacements du vérin sont mesurés à l'aide d'un capteur connecté à la centrale d'acquisition.

Les déformations sont mesurées à mi-hauteur de l'éprouvette au moyen d'une cellule extensométrique comprenant des pointeaux guidés par lame élastique, particulièrement adaptée au chargement cyclique [BOU 99]. Cette cellule est équipée de trois capteurs LVDT, de 1 mm de course et de 1 µm de précision, disposés à 120° de manière à tenir compte de toutes déformations asymétriques. Ces capteurs sont chacun reliés à un conditionneur qui émet un signal 4-20 mA relatif à la position du capteur vers la centrale d'acquisition. L'ensemble des capteurs et conditionneurs respectifs a été étalonné avant cette étude expérimentale. La déformation considérée est par la suite la moyenne des trois déformations enregistrées sur les voies relatives à chacun des capteurs.

Les extrémités des éprouvettes sujettes au phénomène de frettage n'ont pas été prises en compte dans les mesures. La longueur de base des mesures de déformation est de 100 mm, voir Figure 8. Ce choix de longueur de base, avec la cellule extensométrique considérée, conduit à une erreur systématique sur la mesure de la déformation longitudinale très faible, inférieure à 0,5% [BOU 99]. Par la suite, il est supposé que dans la partie médiane de l'éprouvette l'endommagement produit est uniforme et que les microfissures sont diffuses.

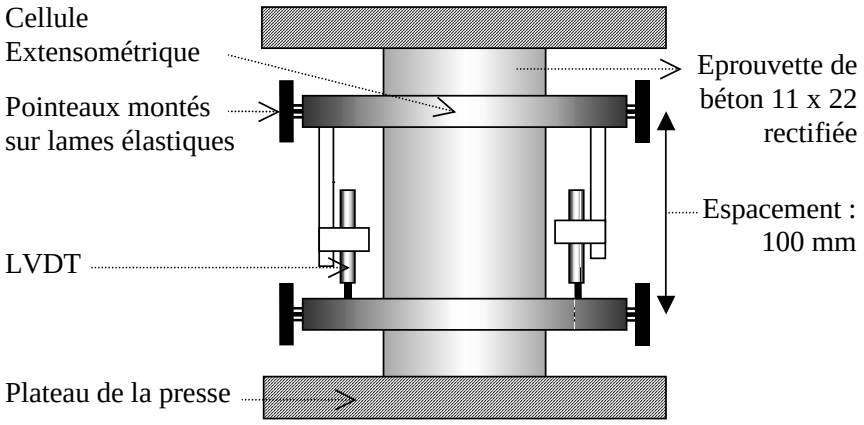


Figure 8 : *Schéma de la cellule extensométrique utilisée pour la mesure des déformations longitudinales des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale*

Lors des essais, le centrage de l'éprouvette sur le plateau de la presse est effectué avec précision mais certaines éprouvettes peuvent présenter un défaut de rectification et/ou présenter une hétérogénéité axiale qui induit une déformation asymétrique de l'éprouvette.

En pratique, lorsque la moyenne des écarts entre les trois déplacements mesurés par chaque LVDT est supérieure à 18 % du déplacement à un instant de la sollicitation, les éprouvettes sont écartées et ne sont pas prises en considération pour la suite des expérimentations. Ce seuil a été choisi arbitrairement et est relatif à la cellule utilisée, pour laquelle les capteurs

sont disposés à environ 5 cm de l'éprouvette. En moyenne trois éprouvettes, sur dix sollicitées, ont ainsi été écartées.

Un exemple de courbe effort – déplacement est présenté en Figure 9, pour un BHP pour 10 cycles de chargement à 90% de f_c. (D'autres exemples de courbes effort-déplacement enregistrées pour le BO et le BHPF sont présentées en annexe 3.)

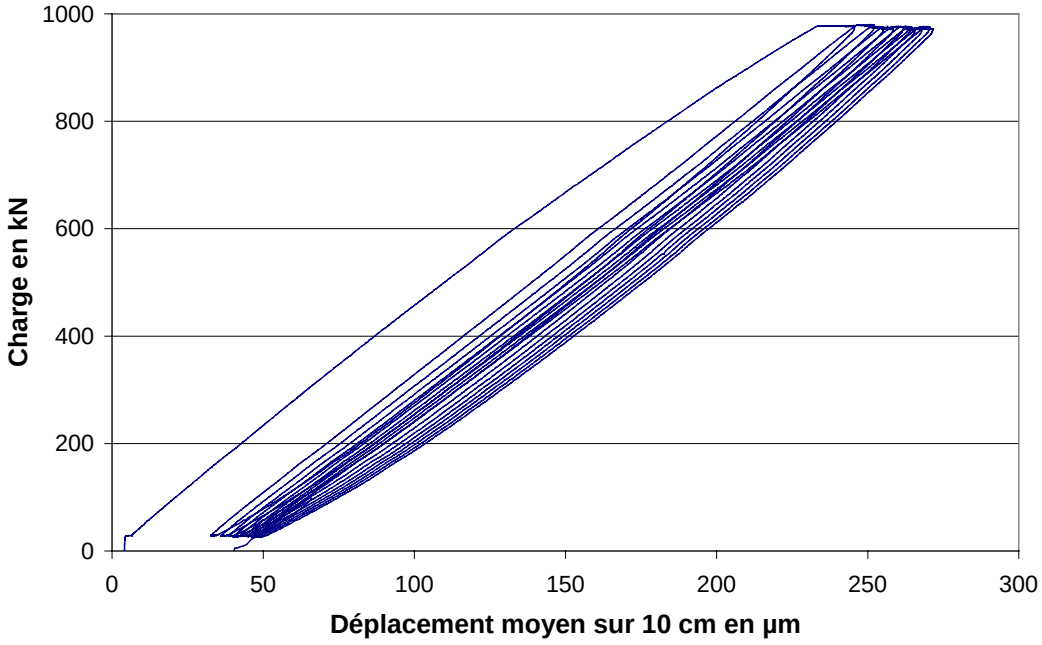


Figure 9 : *Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BHP en compression uniaxiale*

IV.2.1.4. Evaluation de l'endommagement

L'évaluation de l'endommagement global de l'éprouvette est effectuée à partir du calcul de la diminution relative du module d'élasticité de celle-ci par une méthode statique ou dynamique.

(1) Méthode statique

(i) Mesure du module d'élasticité initial

Le module d'élasticité initial est calculé à partir de la courbe contrainte déformation obtenue lors du premier cycle pour une sollicitation comprise entre 0,1 et 0,3 f_c, conformément aux recommandations [BOU 99]. Le module d'élasticité est alors calculé à partir d'une régression linéaire (méthode des moindres carrés) entre la moyenne des déplacements enregistrés par les trois capteurs et la force enregistrée au même instant. Un minimum de cinquante points est alors pris en compte, et le coefficient de corrélation qui traduit l'alignement des points est satisfaisant.

(ii) Evaluation du module d'élasticité final

Le module d'élasticité final peut être évalué selon différentes méthodes.

Le dernier rechargement à 150 kN, (voir Figure 6) peut théoriquement servir à évaluer le module d'élasticité après le n-ième cycle, cependant les courbes de rechargement sont convexes. Les effets de relaxation et les effets de réouverture de fissures empêchent l'évaluation objective du module d'élasticité au début de la phase de rechargement uniquement.

Durant la phase de déchargement, la dissipation d'énergie dans le matériau crée un phénomène d'hystérésis, qui rend la courbe contrainte-déformation convexe (voir Figure 9). La dissipation d'énergie dans le matériau peut être calculée, mais il paraît très difficile par la suite de relier cette valeur expérimentale à une valeur d'endommagement, surtout lorsque toutes les éprouvettes n'ont pas subi le même cycle de chargement.

Le critère d'évaluation du module d'élasticité du matériau endommagé E(d) retenu, est celui qui consiste à évaluer la pente de la droite entre le point de déformation minimum du palier f_{min}, et le point de déformation maximum du palier f_{max}, (voir Figure 10). Ce critère correspond par ailleurs à celui de modèles élastoplastiques endommageables existants (voir § III.1.4). Dans un objectif ultérieur de modélisation, cette évaluation de l'endommagement global peut donc s'avérer utile.

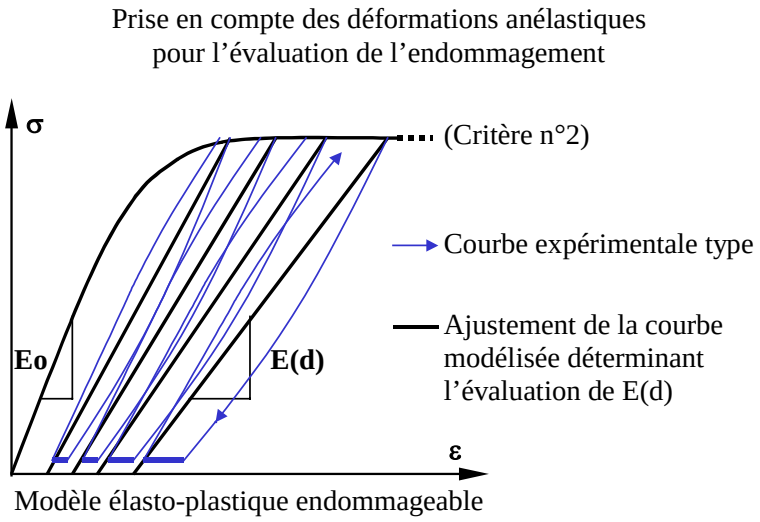


Figure 10 : *Critère d'évaluation du module d'élasticité du matériau endommagé E(d) à partir de son état de contrainte-déformation*

(2) Méthode dynamique

Cette méthode est fondée sur la mesure de la diminution du module d'élasticité dynamique. Pour cela, le module d'élasticité dynamique de chaque éprouvette est mesuré juste avant et juste après chaque sollicitation.

(i) Principe de l'essai

Les déterminations du module dynamique sont effectuées en utilisant une technique d'excitation par impulsion. L'appareil utilisé est un " Grindosonic ". Il mesure selon deux modes propres de résonance (flexion et torsion) les fréquences des vibrations dans l'éprouvette.

L'opération consiste à exciter l'éprouvette par une légère impulsion mécanique et à analyser le phénomène de vibration transitoire qui s'ensuit. L'énergie acquise lors du choc se dissipe sous forme d'oscillations libres qui rapidement tendent vers le mode de vibration propre de l'éprouvette. Dans la pratique, cette vibration est générée par la percussion d'une masselote sur l'éprouvette qui est posée horizontalement sur une mousse souple, afin d'éliminer toutes fréquences parasites. La fréquence de résonance propre de l'échantillon est par la suite fonction de sa géométrie et de ses propriétés physiques. Celles-ci sont connues puisque les éprouvettes rectifiées sont pesées et mesurées avec une précision respective de 1 g et 0,1 mm.

Un détecteur piézo-électrique (20 Hz – 100 kHz) en contact avec l'éprouvette est utilisé pour capter la vibration mécanique et la transformer en signal électrique. Ce signal est amplifié et analysé par un microprocesseur qui enregistre les signaux, sélectionne la composante fondamentale du spectre et affiche le résultat de la mesure. Selon deux positions du détecteur par rapport à l'impact, les deux fréquences relatives au mode de résonance en torsion et en flexion de l'éprouvette sont mesurées. Ces fréquences sont de l'ordre de quelques kHz pour une éprouvette de béton 11 x 22.

A partir de toutes ces données, un programme de calcul par éléments finis baptisé " Emod " permet le calcul de la célérité des ondes longitudinales et transversales et par conséquent, du module dynamique élastique E_{dyn} ainsi que du coefficient de Poisson et du module dynamique de cisaillement G_{dyn}.

(ii) Relation entre les modules d'élasticité dynamique et statique

Le module d'élasticité dynamique mesuré est généralement supérieur au module d'élasticité statique. Cet écart peut provenir de la différence d'échelle des contraintes appliquées au matériau, qui sont très faibles pour la détermination du module dynamique, et qui sont importantes pour la détermination du module statique. Néanmoins, il est souvent admis une proportionnalité entre ces deux modules. Des études expérimentales menées sur différents types de roches avec le même appareil, " Grindosonic " ont montré qu'il existait une relation linéaire entre les modules statique et dynamique [CHR 94]. En supposant ce type de relation applicable a un béton au cours de son endommagement, l'endommagement créé lors de la sollicitation est considéré comme la diminution relative du module d'élasticité dynamique, voir relation (III-6) § III.1.3.3.

IV.2.2. Traction par fendage

L'essai de fendage (ou essai brésilien) est courant. En appliquant une compression sur le plan médian d'un cylindre la traction est générée perpendiculairement. Cette traction composée du matériau engendre des déformations localisées principalement dans le plan diamétral situé entre les deux génératrices sur lesquelles s'applique l'effort. Les déformations positives sont dans un premier temps diffuses, puis localisées autour de ce plan lorsque l'effort exercé s'accroît. Dans cette zone, la contrainte maximale de traction σ_t, perpendiculaire au diamètre sollicité, peut alors s'écrire selon l'équation suivante :

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi L \phi} \qquad \text{(IV-1)}$$

où P est la force appliquée par la presse sur le disque, L et ϕ la longueur et le diamètre du disque[LOB 53], [WAN 97].

Les déformations se localisent rapidement par l'apparition, le plus souvent, d'une seule fissure traversante dans la zone du plan diamétral sollicité [CAS 95]. (Ce propos peut être illustré par la modélisation figurant en annexe 4.) Le paramètre de sollicitation retenu sera alors, plutôt que les niveaux de contraintes qui lui sont appliqués, le déplacement diamétral perpendiculaire à l'axe de chargement appelé par la suite déplacement latéral. Lorsqu'une ou plusieurs fissures sont générées, l'ouverture cumulée des fissures peut ainsi être contrôlée [WAN 97].

Le but de cet essai est donc de fissurer un disque de béton en le sollicitant selon le même diamètre pour des stades croissants de déplacement latéral δ_{max}. Connaissant la perméabilité initiale du disque, son évolution est suivie après chaque stade de sollicitation.

IV.2.2.1. Mesure des contraintes et des déplacements

Une presse hydraulique asservie en force, de 300 kN de capacité, servant à l'origine pour la flexion trois points de petites poutres de béton armé a été utilisée pour la sollicitation des disques de béton. Les plateaux de la presse ont été adaptés et équipés de bandes de néoprène collées permettant le centrage du disque ainsi que le maintien en place de baguettes de bois d'oucoumé de 3 mm d'épaisseur et de 16 mm de largeur. Ces baguettes constituent la surface d'appui des plateaux sur le disque (voir Figure 11). Le groupe hydraulique de cette presse est le même que celui utilisé pour la compression uniaxiale, et la mesure de la force exercée par la presse se fait de manière identique, par rapport à la pression du circuit. Cette mesure est enregistrée par la centrale d'acquisition.

Les déplacements transversaux doivent être mesurés sur chaque face du disque pour tenir compte de toute asymétrie. Deux capteurs de déplacement LVDT de ± 5 mm de course avec une précision de 1µm sont utilisés. Ils sont fixés de part et d'autre du disque par

l'intermédiaire d'un système spécialement conçu à cet effet. Ce système se compose d'un premier étrier portant les deux capteurs et d'un deuxième, diamétralement opposé, portant les deux butées servant de repère à la mesure des déplacements des capteurs. Ces étriers sont amovibles, ils sont fixés à l'éprouvette par l'intermédiaire de vis pointeaux (voir Figure 11). Les deux butées sont réglables horizontalement, elles sont composées d'un boulon et d'un contre écrou (non représentés sur la Figure 11). La tête plane du boulon a été usinée et sert de surface d'appui au comparateur.

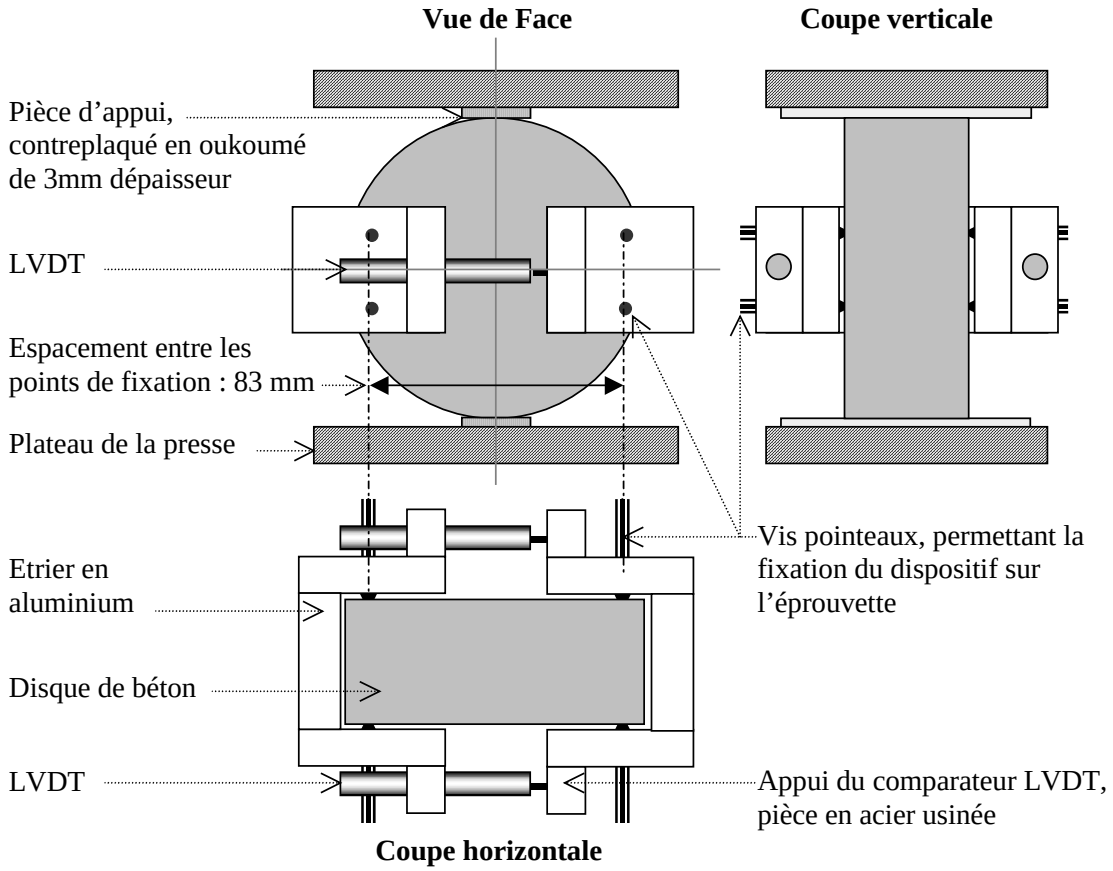


Figure 11 : *Schéma du dispositif utilisé pour la mesure des déplacements latéraux sur les disques durant une compression diamétrale*

Les deux étriers sont mis en place sur le disque par l'intermédiaire de cales en PVC usinées permettant un positionnement symétrique et identique sur chaque disque. Lors de cette opération des marques au crayon à papier sont tracées sur le disque afin de repérer avec le maximum de précision l'axe selon lequel le disque a été sollicité ainsi que la position de fixation des étriers. Par la suite, le disque est toujours sollicité selon le même axe et les déplacements mesurés aux mêmes emplacements.

Les capteurs sont reliés chacun à un conditionneur qui émet un signal 4-20 mA relatif à la position du capteur vers la centrale d'acquisition. L'ensemble des capteurs et conditionneurs respectifs a été étalonné avant cette étude expérimentale. Au cours des sollicitations, les

déplacements latéraux de part et d'autre du disque ainsi que l'effort exercé par la presse sont enregistrés par une centrale d'acquisition.

Les déplacements sont enregistrés durant cinq minutes après le déchargement complet du disque. Après ce délai, les phénomènes de relaxation se stabilisent et le déplacement mesuré est considéré comme le déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$.

IV.2.2.2. Chargement des disques

Les sollicitations sont appliquées en fonction d'un critère de déplacement. Faute de système d'asservissement et de régulation, les sollicitations ont été conduites manuellement. L'allure de la courbe effort-déplacement présente un maximum au delà duquel les déplacements croissent à effort quasi-constant, (voir Figure 12). Cet aspect a rendu réalisable le contrôle du déplacement latéral avec une conduite manuelle des sollicitations.

Si un disque subit plusieurs chargement, il est tenu compte de la somme des déplacements latéraux résiduels dus aux charges précédentes. Le déplacement maximum visé lors de l'essai est donc le déplacement maximum prévu auquel est soustraite la somme des déplacements résiduels latéraux. Un exemple de courbe contrainte – déplacement enregistrée pour quatorze cycles de chargement sur un disque de BO est présenté en Figure 12. La contrainte de traction σ_t de la Figure 12 est calculée à partir de la relation (V-1) connaissant la force exercée par la presse sur les disque. (D'autres exemples de courbes contrainte - déplacement enregistrées pour le BO et le BHPF sont présentées en annexe 3.)

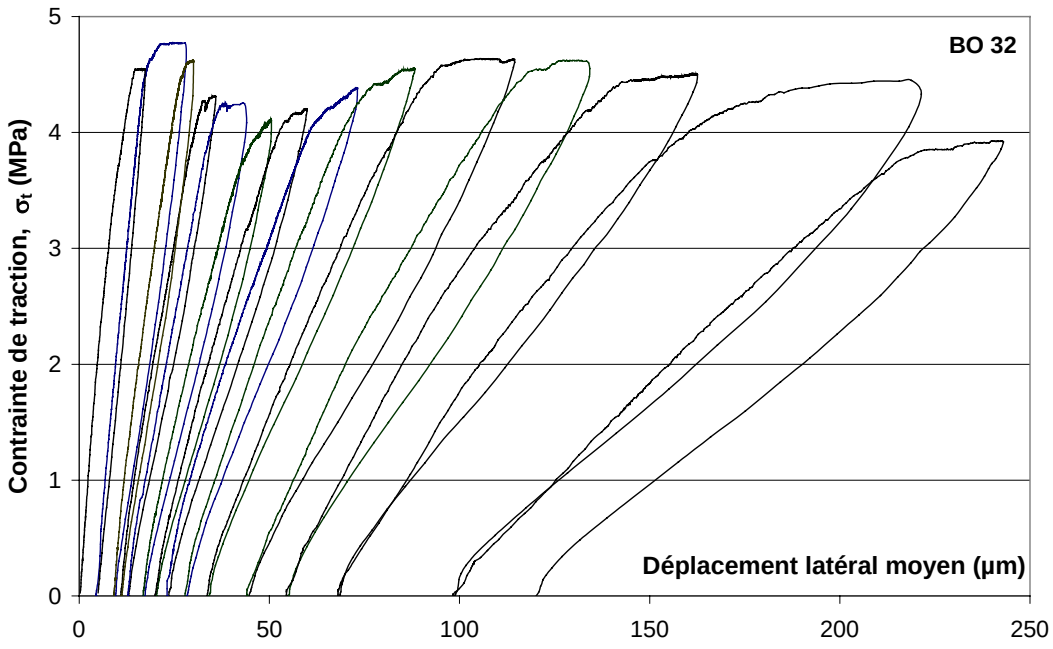


Figure 12 : *Courbe contrainte – déplacement latéral enregistrée pour un disque de béton ordinaire sollicité en compression diamétrale cyclique*

A l'issue de ces sollicitations, toutes les éprouvettes sont entières, c'est à dire qu'elles conservent leurs caractère monolithique, même si pour certaines d'entre elles la fissuration engendrée devient au cours des cycles visible à l'œil nu.

IV.2.2.3. Evaluation de l'endommagement

Le caractère localisé et anisotrope de l'endommagement produit (autour de l'axe de sollicitation) rend inopérant toute évaluation d'endommagement global, à partir de courbes effort – déplacement ou de la diminution relative du module d'élasticité dynamique.

Deux indicateurs sont disponibles :

- Le déplacement latéral appelé communément " Crack Opening Displacement " ou COD.
- La largeur de la fissure traversante lorsqu'elle existe et qu'elle est observable au vidéomicroscope

(1) Déplacement latéral

Le déplacement considéré est par la suite la moyenne des deux déplacements enregistrés sur les voies relatives à chacun des capteurs. Au cours des sollicitations, lorsqu'une fissure se propage dans le disque, il est courant d'avoir une distorsion entre les deux déplacements. Cette distorsion de déplacement apparaît durant une brève étape au cours de la sollicitation et disparaît lorsque les fissures se sont propagées sur toute l'épaisseur du disque. Si cette distorsion persiste et s'amplifie sur le cycle de sollicitation suivant, le disque est écarté et n'est plus pris en compte dans la suite de l'expérimentation. Au moins un disque de chaque type de béton a ainsi été mis à l'écart durant cette étude, à l'issue des sept premières étapes de sollicitation.

Selon le rapport du diamètre ϕ, sur l'épaisseur L du disque, la zone d'apparition de la première fissure diffère. Pour des rapports supérieurs à 2, il est plus probable que cette fissure apparaisse au centre du disque [WAN 97]. Par la suite, si plusieurs fissures traversantes apparaissent, le déplacement latéral représente alors une ouverture cumulée de fissures. Vis à vis de la perméabilité, il est néanmoins très important de déterminer le nombre de ces fissures, puisque la conductivité hydraulique d'une fissure est proportionnelle à son ouverture élevée à la puissance 3 [SHA 01], (voir § III.2.2.1).

(2) Observations au vidéomicroscope

Après avoir été sollicités, les échantillons sont observés à l'aide d'un vidéo-microscope avec des grossissements compris entre 100 x et 500 x. Différentes techniques d'imprégnation existent pour faire apparaître la microfissuration du matériau [HOR 96]. Cependant ces méthodes impliquent un changement de l'état hydrique du matériau qui empêche de mener, parallèlement au cycle de chargement, des mesures de perméabilité au gaz.

Parmi les divers dispositifs d'éclairage, il a été adopté un éclairage rasant par deux sources lumineuses opposées pour faire apparaître les microfissures avec le meilleur contraste. Ne disposant pas de système de platines motorisées asservies en déplacement, des cartographies manuelles de fissures sont réalisées après certains stades de déplacement latéral. Les fissures sont repérées sur l'éprouvette par des traits de crayon, et leur disposition est ainsi suivie au fur et à mesure des cycles. Le plus fort grossissement est destiné à mesurer l'ouverture des fissures avec une précision de l'ordre de quelques µm.

IV.3. Mesure de la perméabilité au gaz

IV.3.1. Dispositif expérimental

La perméabilité au gaz a été mesurée à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type Cembureau [KOL 89]. Un schéma de principe du perméamètre utilisé est donné en Figure 13.

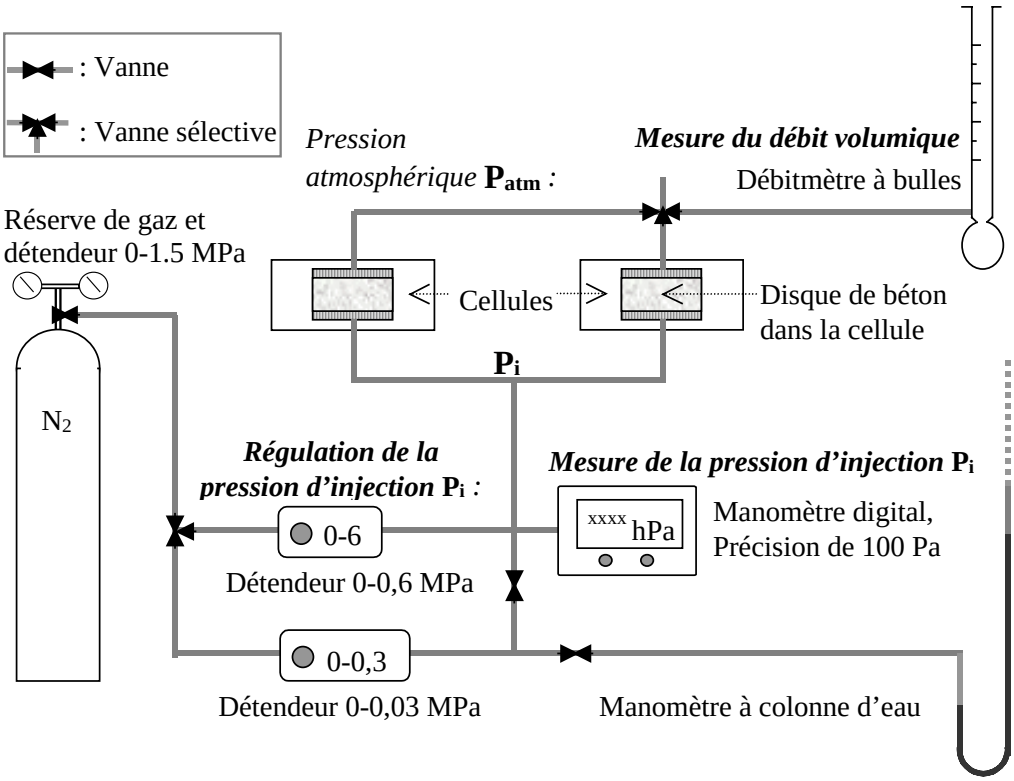


Figure 13 : *Schéma du dispositif expérimental de mesure de perméabilité au gaz : perméamètre à charge constante*

La pression relative (P_i - P_{atm}) appliquée à l'échantillon est mesurée avec un manomètre digital de 1 hPa de précision. Les mesures de perméabilité ont lieu en salle climatisée à 20 ± 1 °C et $50 \pm 5\%$ HR, avec de l'azote pour gaz percolant. Pour chaque pression différentielle, la perméabilité apparente k_A (m²) est calculée à partir de l'équation (II-30) réécrite ci-après selon les conditions considérées :

$$k_A = \frac{Q_2}{S} \frac{2\mu L P_{atm}}{\left(P_i^2 - P_{atm}^2\right)} \qquad \text{(IV-2)}$$

Selon l'expression (IV-2), la valeur de k_A dépend de la pression atmosphérique. Celle-ci est mesurée avec un baromètre de Torricelli à ± 1 hPa de précision.

L'échantillon est disposé dans une cellule appropriée. Ses deux faces planes reposent sur une plaque striée permettant une répartition homogène de la pression. La face circulaire est entourée d'un manchon néoprène étanche, plaqué par la pression de la chambre à air 0,7 MPa.

L'efficacité de l'étanchéité latérale des cellules a été testée pour une pression d'injection de 0,4 MPa. Le test réalisé avec un disque de même dimension en PVC massif usiné n'a permis la détection d'aucun débit tandis qu'un débit inférieur à 10^{-3} mL/s a été détecté pour deux disques de béton ordinaire enduit de résine époxy sur toute leur surface. Ce débit mineur peut provenir du contact imparfait dû aux aspérités entre le manchon en polyuréthane souple et les surfaces circulaires des disques. Ce débit peut aussi provenir de la perméabilité des couches de résine époxy enduites sur les sections planes des disques. Quel que soit le cas considéré, ce débit de fuite ne représente pas plus de 5% du débit global le plus faible mesuré par la suite pour des pressions d'injection inférieures.

La Figure 14 représente une vue en coupe d'une cellule.

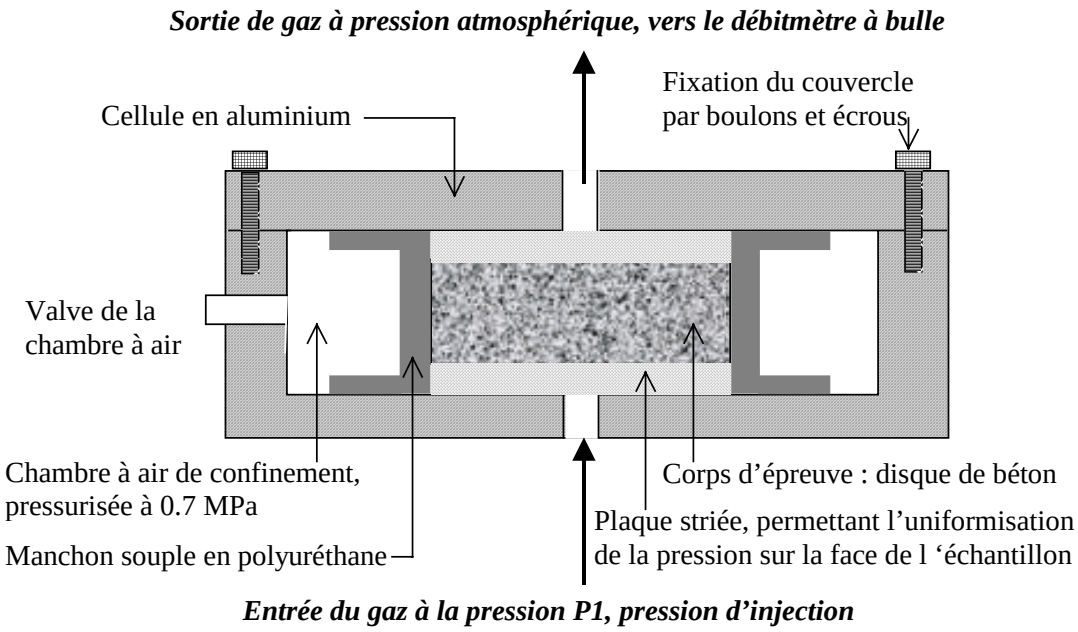


Figure 14 : *Schéma d'une cellule du perméamètre, vue en coupe*

IV.3.2. Protocole de mesure

Les essais de perméabilité au gaz effectués comprennent en général plusieurs mesures de perméabilité apparente k_A relative à différentes pressions différentielles (voir § II.3.2). Lorsque cela est possible, cinq pressions d'injection au minimum sont appliquées dans cette étude expérimentale, de manière à obtenir une précision de mesure satisfaisante.

Les débits de gaz sont mesurés à pression atmosphérique à l'aide d'un débitmètre à bulle comprenant une série de quatre tubes calibrés de 1.5, 5, 15 et 150 mL. Les tubes sont choisis

de telle façon que la bulle de savon parcourt une distance maximum pendant une durée comprise entre 20 et 60 secondes conformément aux recommandations [AFR 97], [KOL 89]. Pour chaque pression d'injection, cinq mesures de débit au minimum sont effectuées durant une période d'au moins 15 minutes.

Selon la perméabilité apparente des échantillons 11 x 5 cm mesurée à 20°C avec de l'azote, différentes procédures ont été définies avec une gamme de pressions relatives d'injection adaptées.

IV.3.2.1. Perméabilité apparente comprise entre 10^{-18} et 10^{-15} m²

Ce cas constitue l'essentiel des mesures. C'est le cas " normal " d'utilisation du perméamètre Cembureau tel qu'il est envisagé dans les différentes recommandations ([AFR 97], [KOL 89]) avec un écoulement visqueux auquel se superpose un effet de glissement.

Chaque test de perméabilité comprend alors des mesures de débit relatives à cinq pressions différentielles d'injection s'étageant autour des valeurs suivantes : 0,05 ; 0,1 ; 0,15 ; 0,2 ; 0,3 MPa.

Un temps suffisamment long est requis entre deux mesures afin que l'écoulement de gaz puisse s'établir en régime permanent à travers l'échantillon. Généralement un temps de 30 minutes suffit pour que l'écoulement soit stable et établi [KOL 89]. Dans la pratique, après chaque incrément de pression, un temps minimum de 30 minutes, plus souvent 1 heure, est attendu avant que les premières mesures de débit ne soient effectuées. L'étalement des mesures sur une durée de 15 minutes permet de vérifier que le régime d'écoulement est établi. Si les débits mesurés durant cette période diffèrent de plus de 2%, un temps supplémentaire de 30 minutes est attendu à nouveau avant de procéder aux mesures de débit pour la même pression d'injection.

IV.3.2.2. Perméabilité apparente inférieure à 10^{-18} m²

Dans le cadre de cette étude, ce cas se produit pour des échantillons de béton dont la teneur en eau est proche de la saturation. Le débit gazeux est alors très faible. Si la pression relative d'injection est inférieure à 0,3 MPa ce débit est difficilement mesurable. La vitesse de déplacement de la bulle dans le tube de plus petit calibre est très faible.

Dans ce cas, une ou deux mesures de perméabilité apparentes sont effectuées à des pressions relatives d'injection comprises entre 0,3 et 0,38 MPa. Le temps de stabilisation du régime d'écoulement est dans ce cas plus long que dans le cas précédent, et un minimum de deux heures est attendu avant de procéder aux mesures de débit.

Dans ce cas particulier, seule la mesure de la perméabilité apparente k_A est prise en compte. L'écoulement du gaz dans l'échantillon est du type laminaire, et l'effet de glissement qui s'opère restreint l'évaluation de cette perméabilité à une borne supérieure de la perméabilité intrinsèque, k_V, de l'échantillon.

IV.3.2.3. Perméabilité apparente supérieure à $10^{-15}m^2$

Dans le cadre de cette étude, ce cas se produit pour des échantillons de béton fissurés. L'écoulement gazeux dans l'échantillon est alors souvent turbulent.

Pour que le débit de gaz sortant soit mesurable, il faut que le temps de parcours de la bulle de savon dans le tube de plus gros calibre soit mesurable (supérieur à 16 secondes). D'autre part, l'ensemble du circuit emprunté par le gaz doit opposer à son écoulement une résistance négligeable par rapport à celle opposée dans l'échantillon. Le débit de gaz doit donc être régulé par une pression d'injection plus faible.

La stabilisation d'une pression d'injection inférieure nécessite l'utilisation d'un détendeur de plus faible amplitude permettant une régulation de la pression plus précise. Pour les mesures dont la pression d'injection est inférieure à 500 hPa, un détendeur 0-300 hPa est alors utilisé à la place du détendeur 0-0,6 MPa, voir Figure 13. Parallèlement à l'utilisation du manomètre digital, un manomètre à colonne d'eau permet une seconde mesure et un contrôle des pressions relatives d'injection lorsqu'elles sont inférieures à 200 hPa.

Chaque test de perméabilité comprend alors des mesures de débit relatives à au moins cinq pressions différentielles dont une partie est inférieure à 300 hPa. Ces mesures s'échelonnent pour les valeurs de pression suivantes : 100, 150, 200, 250, 300 hPa, puis peuvent se poursuivre par l'utilisation du détendeur 0-0,06 MPa pour des pressions atteignant 0,2 MPa si le débit reste modéré. Sur la plage supérieure de pression les mesures de débit sont alors effectuées pour des pressions proches de 0,05 ; 0,075 ; 0,1 ; 0,15 et 0,2 MPa.

Pour les échantillons fissurés les plus perméables, au stade des dernières sollicitations par fendage, quatre mesures de débit au minimum sont effectuées. Une mesure à 50 hPa est aussi effectuée, cependant pour cette pression faible, l'incertitude relative de sa mesure (± 2%) rend la détermination de k_A plus approximative. Celle-ci doit alors être corroborée pour des mesures relatives à des pressions s'étageant jusqu'à 250 hPa au minimum.

IV.4. Mesure et suivi des profils de teneurs en eau

La mesure de la diffusivité hydrique nécessite de connaître l'évolution des profils de teneur en eau dans l'éprouvette, au cours d'une perturbation hydrique (voir § II.4.3.5). Dans cette étude la diffusivité hydrique et la perméabilité à l'eau sont déterminées par des imbibitions simples et des imbibitions sous pression.

IV.4.1. Technique expérimentale

La mesure des profils d'humidité se fait par gammamétrie. Cette technique présente de nombreux avantages :

- Elle est non-intrusive et non destructive (contrairement aux sondes hygrométriques ou aux techniques de prélèvement et de séchage).
- Elle donne un résultat immédiat et localisé dans un plan.
- Elle est précise.

Cette technique de scrutation permet de déterminer la teneur en eau locale dans une éprouvette au cours d'un processus de transfert d'humidité. Elle est employée par de nombreux auteurs par le biais de l'analyse de la transmission de divers rayonnements à travers le matériau ; transmission de rayons gamma [DAI 86], [BEL 92], [AOU 97]..., transmission de neutrons [PEL 93], [PLE 98]...

IV.4.1.1. Principe de la détermination par gammamétrie

Le principe repose sur le calcul de l'atténuation d'un rayonnement gamma émis par une source radioactive et traversant l'échantillon. Ce rayonnement est une onde électromagnétique (photons) qui au travers de la matière qu'elle traverse voit son intensité diminuer selon plusieurs processus physiques (effet Compton) qui contribuent globalement à l'absorption du rayonnement.

Lorsqu'un faisceau incident parallèle selon l'axe Ox, formé de photons gamma monoénergétiques d'intensité I, traverse un milieu absorbant, la variation d'intensité du faisceau est donné par la loi de Beer :

$$dI = -\mu \rho I \, dx \qquad \text{(IV-3)}$$

Avec: - I : intensité du rayonnement ;
- μ : coefficient d'atténuation massique dépendant de la nature du milieu absorbant et de l'énergie du rayonnement absorbé ;
- ρ : masse volumique du milieu traversé.

L'intensité est relative au nombre de photons incidents par unité de temps et de surface.

Si le milieu absorbant est considéré homogène et si le rayonnement est considéré monoénergétique, l'équation (IV-3), intégrée selon x sur l'épaisseur e de l'absorbant, puis intégrée selon le temps sur un intervalle Δt, conduit à :

$$N = No \exp(-\rho \mu e) \qquad \text{(IV-4)}$$

avec : N et No, les nombres de photons gamma transmis pendant l'intervalle de temps Δt, appelé temps d'intégration, respectivement avec et sans la présence de l'éprouvette entre la source et le récepteur. L'émission de photons par la source subissant des variations aléatoires dans le temps, l'intervalle de temps Δt considéré, appelé par la suite temps d'intégration, a une incidence sur la précision de la valeur N représentative du comptage.

En considérant comme milieu absorbant, le milieu poreux dont la masse volumique apparente à l'état humide est ρ_h, et la masse volumique apparente à l'état sec de référence (teneur en eau θ_o) est ρ_o, si ρ_l est la masse volumique de l'eau, la teneur en eau volumique θ_l s'écrit :

$$\theta_l - \theta_o = \frac{\rho_h - \rho_o}{\rho_l} \qquad \text{(IV-5)}$$

IV.4.1.2. Dispositif expérimental

Le dispositif utilisé constitue une partie du banc de sédimentation-consolidation mis au point au Laboratoire sur le site de l'IUT de Saint-Nazaire. Les dernières améliorations sur ce dispositif ont été apportées par G. Le Bras [LEB 00]. Il permet entre autres une mesure automatisée des profils de densité dans le temps. Il est composé d'une source radioactive (rayon gamma), d'un scintillomètre et d'un calculateur de densité. Un chariot densimétrique assure le déplacement vertical simultané de la source et du scintillomètre grâce à un moteur électrique, un variateur de vitesse pilotable et un capteur de position, voir Figure 15.

L'ensemble des mesures effectuées se déroulent dans une chambre (Laboratoire de Sédimentation-Consolidation) conditionnée à la température de 10 ± 1°C.

(1) Gamma-densimètre

La source radioactive utilisée est du Césium, Cs^{137}, dont l'activité initiale est de 555 MBq (soit 555.10^6 désintégrations ou émissions par seconde). L'énergie du rayonnement est relativement importante, 660 keV, ce qui permet aux photons émis de traverser des épaisseurs importantes de matériaux, en comparaison de l'Américium, Am^{241}, dont l'énergie de rayonnement est de 60 keV et dont le coefficient d'absorption est près de 2,5 fois plus important [BEL 92]. En contrepartie, ce type de source nécessite une épaisseur de blindage plus importante et sa période radioactive, ou demi-vie, est réduite (30 ans). Un calcul de corrections dues à la dérive naturelle de son activité dans le temps est donc requis.

Le faisceau émis par la source traverse une plaque d'aluminium présentant une ouverture oblongue de 25 mm de hauteur. La collimation résultante est de l'ordre de 30 mm de hauteur

[LEB 00]. Le faisceau traverse ensuite diamétralement l'éprouvette de béton en imbibition et est atténué en fonction de sa teneur en eau. Les photons non absorbés par le milieu scruté arrivent jusqu'au cristal qui compose le scintillateur. Celui-ci émet sous la forme de fluorescence, des photons qui sont ensuite transformés en impulsions électriques d'amplitude proportionnelle à l'énergie du photon gamma détecté dans le tube photomultiplicateur.

Après avoir été préamplifié, le signal électrique est filtré par un discriminateur ou analyseur multi-canaux. Seuls les signaux relatifs aux photons dont l'énergie est située dans la fenêtre du spectre d'énergie de la source sont sélectionnés et comptabilisés par le calculateur. Parmi les photons incidents, les photons ayant été diffractés selon des trajectoires indirectes présentent des niveaux d'énergie différents et sont ainsi écartés.

Un calculateur de densité (Berthold LB 366.1C) est dédié à l'utilisation de la source et du scintillomètre. Les émissions radioactives d'une source sont aléatoires dans le temps et suivent une loi de Poisson. La comptabilisation des photons émis doit donc être réalisée sur un temps suffisamment grand pour être représentatif. L'intervalle de temps Δt de l'équation (IV-4) est appelé temps d'intégration. Les impulsions électriques sont comptabilisées et moyennées sur un temps d'intégration d'une seconde au minimum. L'information de densité est alors actualisée chaque seconde par le calculateur en tenant compte de l'étalonnage et du vieillissement de la source.

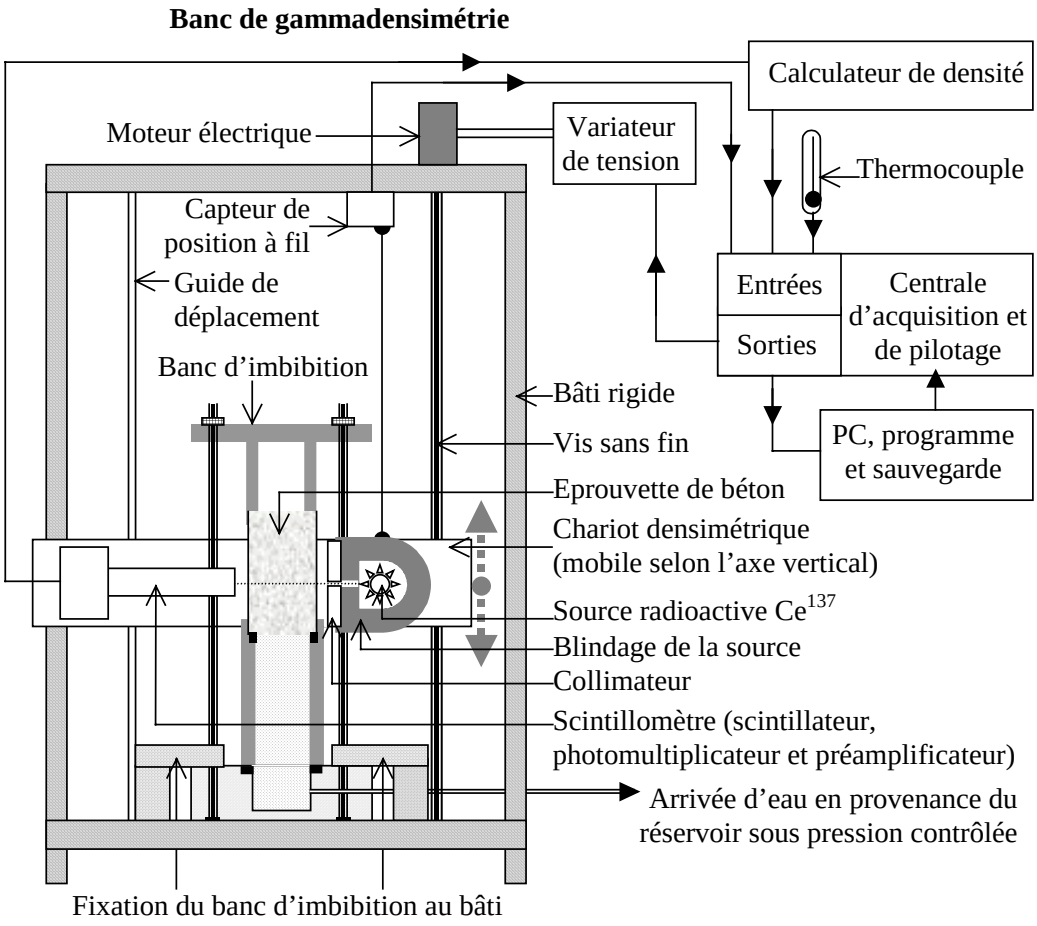


Figure 15 : *Schéma de fonctionnement du banc gammadensimétrique*

(2) Dispositif de scrutation

La source radioactive et le scintillomètre sont fixés sur un chariot densimètrique (voir Figure 15) dont le déplacement vertical le long de l'éprouvette est assuré par une vis sans fin verticale. Cette vis est entraînée en rotation, via un démultiplicateur avec un renvoi d'angle à 90°, par un moteur à courant continu placé en tête de bâti. Le moteur est commandé par un variateur de vitesse pilotable par la centrale.

La position instantanée du chariot densimétrique est mesurée par un capteur de déplacement linéaire à fil enrouleur (Asm ws 12) caractérisé par son étendue de mesure (2m) et sa précision (± 10 µm). Le signal de sortie 4-20 mA est transmis à la centrale d'acquisition qui effectue la conversion en cote à partir d'un étalonnage préalablement effectué en cinquante points de mesures. Ce capteur a été éprouvé lors d'essais de sédimentologie [LEB 00].

Le pilotage du déplacement du chariot densimétrique est assuré par la centrale d'acquisition via le variateur de tension d'alimentation du moteur électrique. La tension peut être positive ou négative permettant une rotation dans les deux sens. Ce pilotage s'effectue durant le déplacement, en fonction de la cote instantanée du chariot. Lors du déplacement, des points d'arrêt à des cotes préétablies peuvent donc être réalisés pour effectuer des mesures de densité. A partir du repos, le mouvement est initié en fonction de l'horloge interne de la centrale.

(3) Acquisition des données

L'ensemble des données : densité, cote, et temps, sont envoyées à la centrale d'acquisition qui selon sa programmation stocke ces informations lors des cycles de mesures. La température est aussi enregistrée à chaque cycle de mesures de manière à vérifier que la pièce est restée à température constante tout au long de l'essai (à 10 ± 1°C).

A l'issue ou au cours de l'essai, les informations stockées peuvent être envoyées sur un PC connecté à la centrale, pour être enregistrées sous forme de fichiers informatiques et être traitées ultérieurement.

IV.4.2. Protocole expérimental

IV.4.2.1. Etalonnage et calcul de la teneur en eau.

L'étalonnage du gamma-densimètre a été réalisé en deux points : mesure de la densité d'une éprouvette de béton sèche, et mesure de la densité d'une éprouvette saturée. Dans les deux cas, les éprouvettes sont dans des conditions identiques, correspondant aux conditions de mesures adoptées pour la suite de l'expérimentation, surface latérale enduite de deux couches de résine et de ruban adhésif en aluminium. Par ailleurs, la densité apparente de chaque

éprouvette a été mesurée à partir du rapport du poids de l'éprouvette enrobée uniquement de résine époxy sur son volume.

L'épaisseur de l'échantillon est entrée comme donnée pour le calculateur de densité, cependant la forme particulière de l'échantillon et la distance entre la source et le scintillomètre, supérieure à l'épaisseur indiquée, doivent être prise en compte. Un étalonnage en deux points suffit donc à la détermination des deux valeurs inconnues e et μ de l'équation (IV-4) spécifique à la configuration des essais.

IV.4.2.2. Banc d'imbibition

La conception du dispositif d'imbibition a été réalisée au laboratoire lors d'expériences d'imbibition sous charge nulle et positive d'éprouvettes de mortier [AOU 97]. L'éprouvette est fixée sur une réserve d'eau en contact avec sa base par un assemblage de pièces maintenu par quatre écrous et tiges filetées, voir Figure 16. L'étanchéité est assurée par des joints en caoutchouc circulaires enduits de graisse silicone. L'absence d'excroissance extérieure au niveau de l'embase et de la tête de l'éprouvette autorise le chariot densimétrique à se déplacer le long de l'intégralité de l'éprouvette.

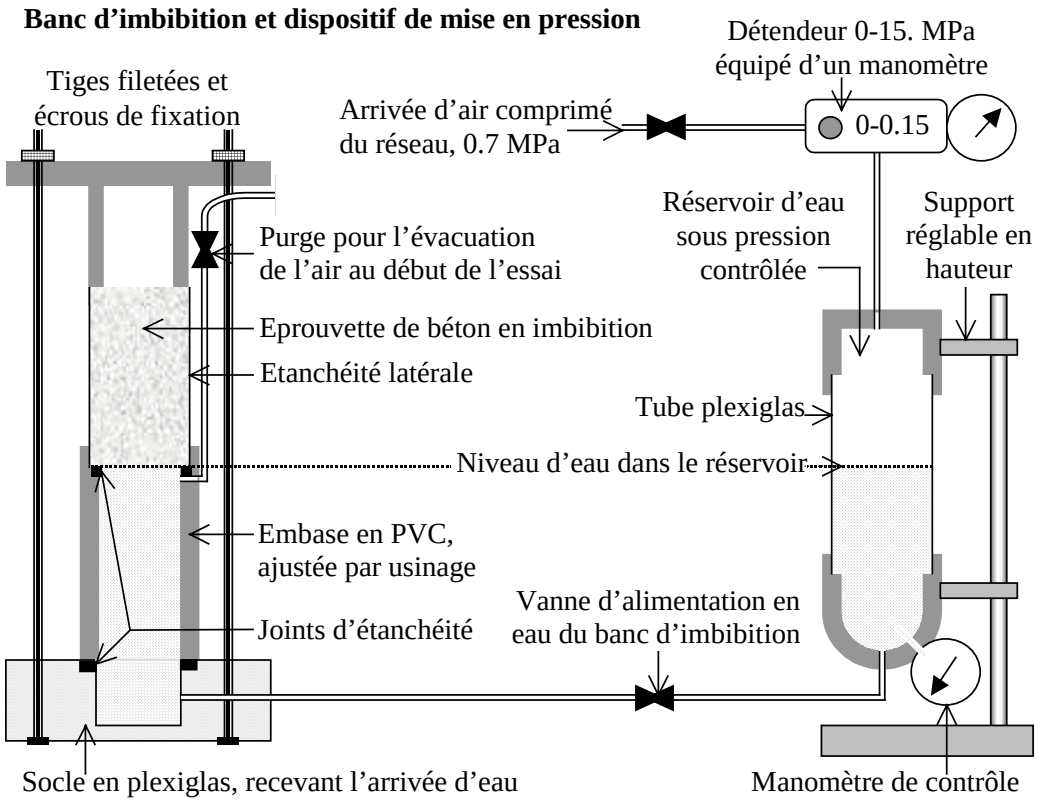


Figure 16 : *Schéma global du dispositif d'imbibition sous pression nulle ou positive*

Ce dispositif a été amélioré dans la présente étude par l'ajout d'un réservoir d'eau pouvant être connecté à une arrivée d'air sous pression régulée, permettant une mise en pression relative allant jusqu'à 0,15 MPa, (voir Figure 16). Ce réservoir d'eau est réglable en hauteur et permet une visualisation du niveau d'eau qui peut alors être ajusté au niveau de référence, c'est à dire celui de la sous-face de l'éprouvette de béton imbibée.

Dans le cas d'imbibition simple, la sous-face de l'éprouvette doit affleurer la surface libre de l'eau. Le réservoir est alors à pression atmosphérique et le niveau d'eau est ajusté au cours de l'imbibition.

Dans le cas d'imbibition sous pression, l'eau est mise sous pression par l'air contenu dans le réservoir. La pression de l'air est régulée par un détendeur à une pression différentielle proche de 0,1 MPa (environ 10 m de colonne d'eau). Le réglage du détendeur a été figé tout au long de ces essais et la pression de sortie a été mesurée avec une précision de 100 hPa.

Dans les deux cas, la section relativement importante du réservoir (environ 10^{-2} m²) et le flux limité d'eau entrant dans l'éprouvette engendrent des variations mineures du niveau d'eau dans l'éprouvette. Dans le cas d'imbibition sous pression, le niveau d'eau n'est pas réajusté étant donné l'écart relatif de pression d'eau très faible que la variation engendre.

IV.4.2.3. Programmation d'un essai.

Le dispositif expérimental présenté en Figure 15 permet une automatisation des mesures tout au long d'un essai. La centrale d'acquisition utilisée (AOIP SAM 120) gère le pilotage du déplacement du chariot densimétrique ainsi que l'acquisition et le stockage des données.
Le programme de la centrale est élaboré, puis transmis à partir d'un ordinateur PC (logiciel Ltc 20w) et est transmis ensuite à la centrale avant de lancer un essai.

Le programme existant a été modifié. La programmation s'effectue dans un langage propre à ce type de centrale et utilise un algorithme par tâches et voies d'affectations. Le programme a donc été mis au point pour effectuer des mesures de densité en mode statique, c'est à dire pour que la centrale puisse positionner le chariot densimétrique à une cote donnée durant un temps déterminé pour effectuer un point de mesure.

Pour chaque point de mesure, le temps d'arrêt se décompose en deux temps : un premier temps d'attente entre 17 et 25 secondes selon les cas, et un temps de mesure de 25 secondes où la centrale enregistre les données fournies toutes les secondes par le calculateur de densité, et en effectue la moyenne. Le temps d'attente observé permet au calculateur de fournir une donnée, calculée par " moyenne flottante ", indépendante de la densité calculée au point précédent. La moyenne des mesures effectuées par la centrale sur un temps de 25 secondes revient à considérer un temps d'intégration de même durée effectué par le calculateur. Ce temps d'arrêt global permet d'obtenir a priori une précision sur la densité de l'ordre de 10^{-3} g/cm^3 [AOU 97], [LEB 00].

IV.5. Mesure de la conductivité hydraulique d'échantillons fissurés

Ces essais ont été menés dans le but de corréler les mesures de perméabilité au gaz des disques fissurés avec des mesures de perméabilité à l'eau. Ces mesures sont menées soit à l'issue du cycle de sollicitations par fendage, soit lorsque la perméabilité au gaz des disques est supérieure à 10^{-14} m^2.

Ces disques présentent des fissures traversantes dont les ouvertures sont comprises entre 30 et 60 µm

IV.5.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilise le banc d'imbibition utilisé dans les essais sous pression. Ce banc a été couché à l'horizontale et placé sur un support réglable en hauteur. Le banc a été modifié en partie supérieure et un joint supplémentaire a été disposé sur la couronne, maintenant le disque en place de manière à recueillir l'intégralité de l'eau traversant le disque dans un becher, voir Figure 17.

Ces essais ont lieu en salle climatisée à 20°C et l'eau utilisée est celle délivrée par le service local de distribution (pH légèrement inférieur à 7 et dureté d'environ 28°F, soit 280 mg/l de CaO), stockée préalablement dans cette salle, de manière à obtenir un équilibre thermique. Par la suite la viscosité dynamique de l'eau utilisée sera considérée comme étant égale à 10^{-3} Pa.s.

L'eau est recueillie dans un becher, dont les graduations servent de repère pour évaluer la quantité écoulée. En réalité, le débit est calculé en mesurant la masse d'eau recueillie dans le becher à l'aide d'une balance de 0,2 g de précision durant un intervalle de temps Δt variant de 5 à 60 minutes, chronométré avec une précision de 1 seconde.

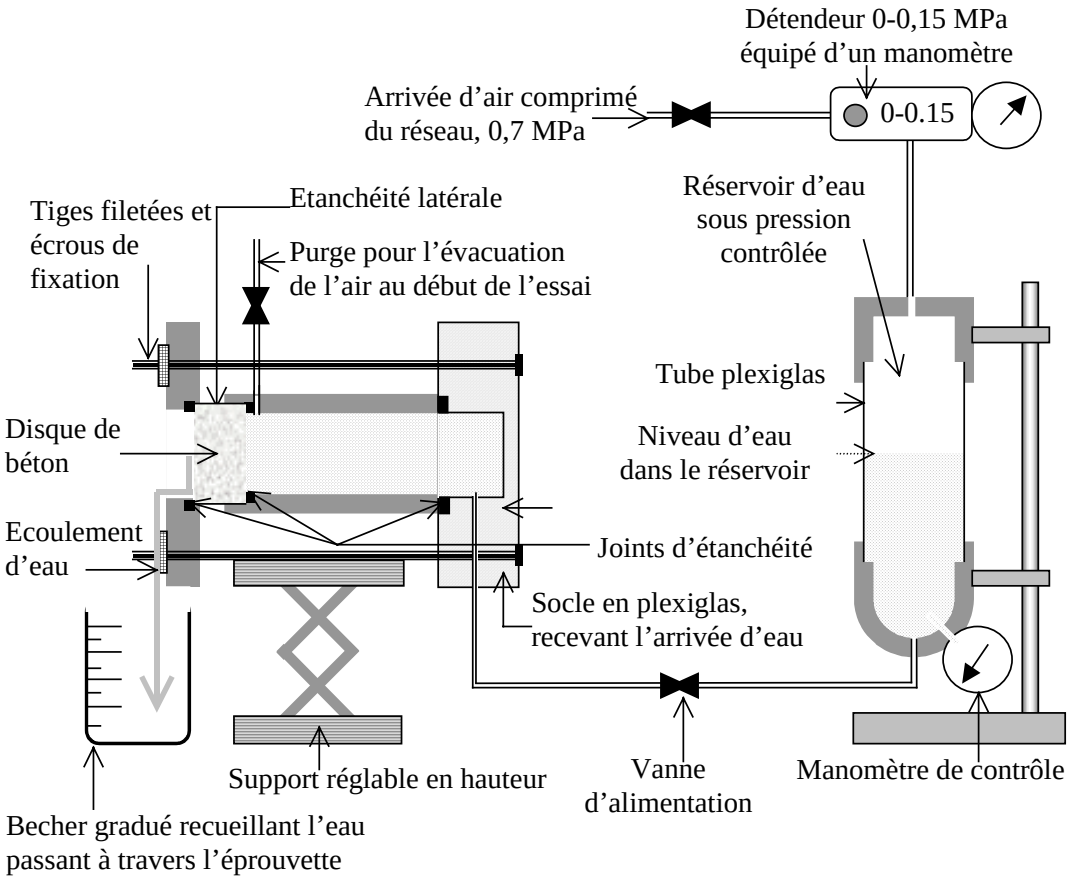


Figure 17 : *Schéma du dispositif expérimental de perméabilité à l'eau des disques de béton fissurés*

IV.5.2. Protocole expérimental

Les éprouvettes sont mises en place sur le dispositif présenté en Figure 17. Le réservoir d'eau est rempli et est mis sous une pression relative comprise entre 0,02 ou 0,1 MPa. La pression est maintenue constante durant toute la durée de l'essai en étant régulée par les détendeurs du dispositif de mesure de perméabilité au gaz (cf Figure 13 § IV.3.1). La pression de 0,2 MPa est régulée à l'aide du détendeur 0-300 hPa et la pression est vérifiée par l'intermédiaire de la colonne d'eau du dispositif.

Pour chaque disque, la pression de l'eau est maintenue constante durant la durée des essais. Après avoir purgé tout l'air éventuellement contenu dans le circuit d'eau et après cinq minutes d'écoulement, le régime d'écoulement stationnaire de l'eau dans le disque est supposé atteint. La quantité d'eau traversant l'échantillon sur un temps donné est recueillie et est évaluée par pesée. Cinq mesures au minimum sont alors réalisées successivement.

IV.6. Plan d'expérience

Les relations endommagement-perméabilité peuvent être abordées en considérant un endommagement du milieu, soit continu, soit discret, (voir § III.2.2). La considération de l'endommagement du milieu continu est naturellement associée aux sollicitations par compression uniaxiale qui créent un endommagement diffus, relativement peu important, dans la partie centrale de l'éprouvette tandis que la considération de l'endommagement du milieu discret est associée aux sollicitations de traction composée, qui créent un endommagement se localisant rapidement à proximité immédiate du diamètre sollicité.

Les diverses mesures de transferts exposées précédemment sont donc appliquées aux diverses éprouvettes endommagées selon le plan exposé Tableau IV-3.

Endommagement considéré *Type de mesures*	**Endommagement du milieu continu** ***Compression uniaxiale***	**Endommagement du milieu discret** ***Traction par fendage***
Perméabilité au gaz (Chapitre V)	- Mesure de perméabilité au gaz, + Influence de la teneur en eau sur ces mesures + Remarque sur les cinétiques de séchage	- Mesure de perméabilité au gaz pour une teneur en eau stable, + Influence du déplacement latéral sur ces mesures
Diffusivité hydrique et/ou perméabilité à l'eau (Chapitre VI)	- Mesure de diffusivité hydrique en imbibition. - Ecart entre les diffusivités hydriques sous charge nulle et sous charge positive, déduction de la perméabilité à l'eau	- Mesure de perméabilité à l'eau au stade de fissuration ultime

Tableau IV-3 : *Présentation des différentes relations endommagement-perméabilité ou endommagement-diffusivité étudiées.*

Pour chacun des trois bétons étudiés, BO, BHP, BHPF, 22 éprouvettes ont été confectionnées par gâchée. La répartition des éprouvettes par type d'essai est exposée en Figure 18.

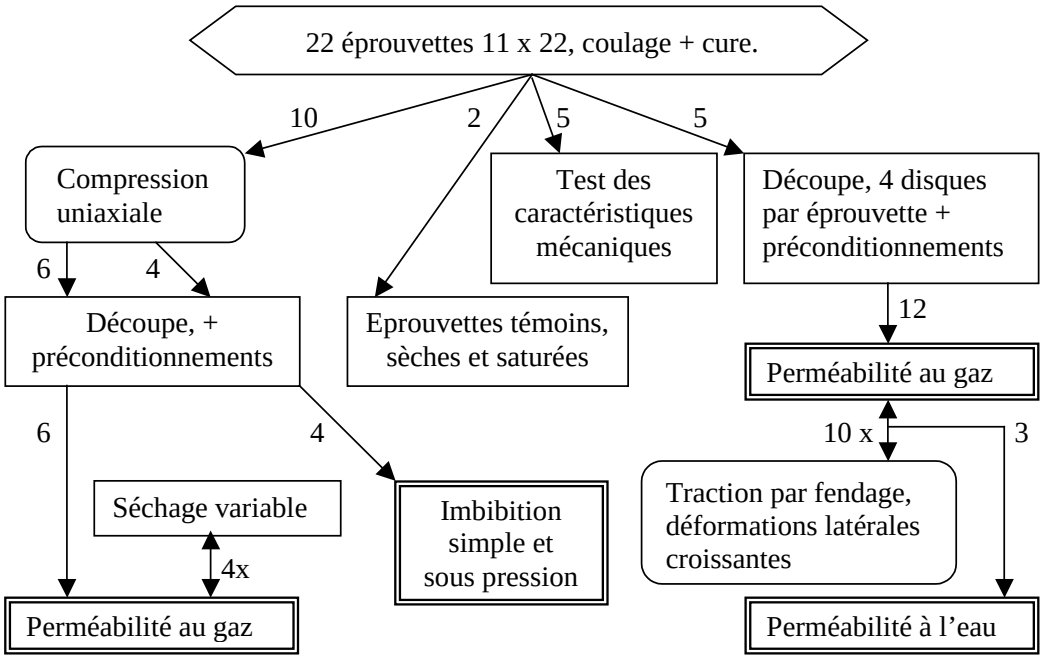


Figure 18 : *Organigramme de l'utilisation des éprouvettes dans l'élaboration des résultats expérimentaux*

Chapitre V. Perméabilité au gaz de bétons endommagés

Ce chapitre traite du couplage endommagement-perméabilité au gaz en considérant dans une première partie l'influence d'un endommagement du milieu continu par compression uniaxiale puis, dans une seconde partie, l'influence d'un endommagement du milieu discret par compression diamétrale ou fendage.

Dans chacun des cas, le dispositif de mesure de perméabilité est le perméamètre à charge constante utilisé selon le protocole décrit § IV.3.

V.1. Eprouvettes sollicitées en compression uniaxiale

V.1.1. Problématique

L'objectif de ces essais est d'évaluer les effets de contraintes mécaniques extérieures (obtenues par compression uniaxiale), sur la perméabilité des trois bétons étudiés. Dans ce contexte, il est admis que les sollicitations menées au-delà du pic de résistance, en phase post-pic engendrent des dommages importants dans le matériau. Les macrofissures qui apparaissent augmentent alors considérablement la perméabilité [TOR 99].

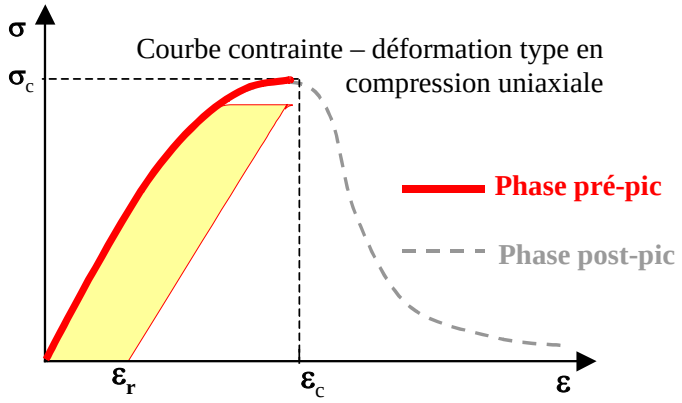


Figure 19 : *Schéma situant les phases " pré-pic " et " post-pic " d'après une courbe contrainte – déformation du béton en compression uniaxiale*

Dans la phase pré-pic, c'est à dire pour des chargements inférieurs en règle générale à 90% de la résistance, l'endommagement est modéré et se traduit par l'apparition de microfissures diffuses dans le matériau (voir § III.1.1.2). Dans cette configuration, plusieurs auteurs ont remarqué un impact mineur sur la perméabilité à l'eau [SAM 92], [HEA 99], tandis qu'une étude antérieure, plus controversée, menée par A. Kermani [KER 91], concluait que dès 40% de la force ultime, les sollicitations conduisaient à un accroissement très sensible de la perméabilité (voir § III.2.1.1). Cependant, l'évaluation de l'effet de la microfissuration sur la perméabilité à l'eau est délicate à mener, étant donné les interactions de l'eau avec la matrice cimentaire (voir § II.5.2.3), surtout pour les bétons haute performance pour lesquels l'hydratation n'est toujours pas achevée au moment des essais.

Concernant les mesures de perméabilité au gaz de bétons chargés en compression uniaxiale, la plupart des études traitent d'essais sous contrainte. Ceux ci ont l'avantage de traduire des états plus proches de la réalité mais qui ont l'inconvénient d'être plus délicats à réaliser. De ce fait, ces études se limitent à des essais sur des mortiers [HEA 97], ou à une configuration imposant un flux de gaz radial dans une éprouvette cylindrique de béton ordinaire [SUG 96]. La présente expérimentation est menée dans le but d'évaluer les modifications de perméabilité au gaz dans l'axe de contrainte des différents bétons matures, BO, BHP, BHPF. Après déchargement, les éprouvettes ont été rectifiées et ajustées aux dimensions de cellules d'essais du perméamètre à charge constante. Par ailleurs, la teneur en eau des éprouvettes est soigneusement contrôlée lors du conditionnement.

Après avoir examiné les degrés de saturation de chaque éprouvette d'une série d'essais, les perméabilités au gaz mesurées sont comparées pour évaluer, en fonction des paramètres mécaniques les plus représentatifs, l'augmentation de la perméabilité. L'influence de la teneur en eau moyenne des échantillons est ensuite analysée afin de déterminer dans quelle mesure la perméabilité au gaz est révélatrice de l'état d'endommagement des bétons. Enfin, une relation endommagement - perméabilité est étudiée.

V.1.2. Préparation des échantillons

V.1.2.1. Sollicitation des éprouvettes

Les sollicitations sont des compressions uniaxiales, appliquées à l'aide d'une presse hydraulique asservie en force. Les cycles de chargement observés ont été décrits précédemment, (voir § IV.2.1.1)

Six éprouvettes de chaque série ont été sollicitées selon le programme présenté dans le Tableau V-1.

Nombre d'éprouvettes	1	1	1	1
Rapport f_{max}/f_c	60%	70%	80%	90%
Nombre de cycles	10	10	10	1, 3 et 10

Tableau V-1 : *Programme de chargement en compression uniaxiale*

V.1.2.2. Extraction des disques

Après avoir été sollicitées, les éprouvettes sont découpées à l'aide d'une lame circulaire diamantée de manière à en extraire un disque de 50 mm d'épaisseur situé à égale distance des extrémités, voir Figure 20. Dans cette zone médiane de l'éprouvette, les déformations ont été mesurées à l'aide d'une cellule extensométrique (voir § IV.2.1.3) et les microfissures ont une densité plus importante et une répartition uniforme, (voir § IV.2.1.2). Le disque extrait constitue donc l'échantillon le plus représentatif de l'endommagement encouru par l'éprouvette sollicitée.

Les disques sont ensuite rectifiés, et leur épaisseur est mesurée avec une précision de 0,1 mm. La surface latérale a précédemment été enduite de deux couches de résine époxy imperméable afin d'assurer un flux monodirectionnel du gaz traversant les disques lors des mesures de perméabilité.

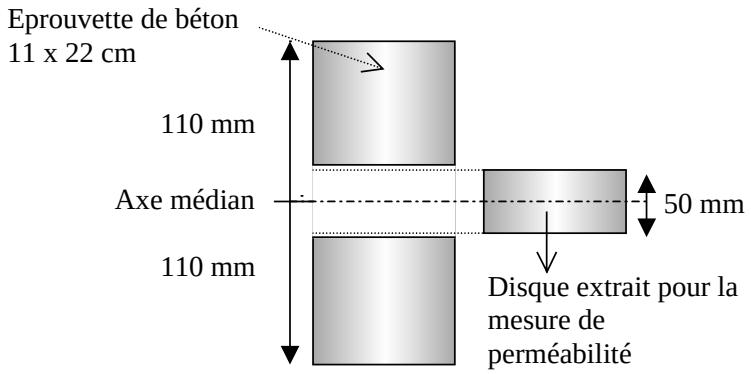


Figure 20 : *Extraction d'un disque d'une éprouvette sollicitée en compression uniaxiale*

V.1.2.3. Préconditionnement

Dans cette étude, les disques d'une même série ont tous subi le même préconditionnement. Ils ont d'abord été soumis à un séchage modéré en étuve ventilée à 60°C durant un mois avant que la première mesure de perméabilité ne soit effectuée. Cette première étape de séchage a été sélectionnée car elle n'engendre quasiment aucun dommage pour les bétons tout en permettant un drainage suffisant pour initier la percolation du gaz à travers les échantillons. Cependant, afin d'assurer une homogénéisation des degrés de saturation entre les éprouvettes d'une même série, la procédure de séchage se poursuit encore six mois supplémentaires, en plusieurs étapes, à des températures plus élevées (voir Tableau V-2).

Le séchage, appliqué par étapes de températures croissantes, limite les gradients hydriques et thermiques dans l'échantillon. Cependant, le préconditionnement à des températures élevées (105°C) endommage la microstructure des bétons et accroît artificiellement leurs perméabilités [YSS 97]. Le problème est que, à des températures inférieures, les durées de

stabilisation et d'homogénéisation des degrés de saturation des échantillons sont très longues notamment dans le cas des BHP (voir § II.5.2.2).

	BO	**BHP & BHPF**
Etape de séchage n°1	1 mois à 60°C	
Etape de séchage n°2	+ 1 mois à 80°C	+ 1 mois à 105°C
Etape de séchage n°3	+ 2 mois105°C	
Etape de séchage n°4	+ 3 mois 105°C	

Tableau V-2 : *Procédure de séchage et de mesures de perméabilité au gaz appliquée aux disques extraits des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale*

Notons cependant que, dans l'étude qui suit, la perméabilité est seulement étudiée en fonction de l'endommagement mécanique lié aux sollicitations extérieures. L'endommagement lié aux séchages poussés, à 105°C, est considéré comme identique pour chaque échantillon d'une même série. Par ailleurs il a été constaté qu'une durée de séchage importante, surtout pour les BHP, permet ensuite de réduire les dispersions des mesures de perméabilité apparente [QUE 97]. D'un point vue comparatif, il peut donc être intéressant de mesurer les perméabilités au fur et à mesure du séchage jusqu'à un séchage complet, c'est à dire jusqu'à masse constante à 105°C.

Après chaque étape de séchage, les échantillons sont maintenus durant 48h dans un dessiccateur à 20°C avant de procéder aux mesures de perméabilité.

V.1.3. Comparaison des perméabilités

La comparaison des perméabilités implique la prise en considération de la teneur en eau des échantillons au moment de la mesure, et la définition d'une perméabilité de référence d'éprouvettes non-endommagées.

V.1.3.1. Teneur en eau après chaque étape de séchage

Le séchage en étuve ventilée à 105°C a été mené sur une période totale de six mois en étuve pour les BHP, et de cinq mois pour le BO. A l'issue du séchage, la variation de masse des disques à sept jours d'intervalle n'excédait pas 0,07% pour les BHP et 0,03% pour le BO.

Après la dernière étape de séchage, il a été considéré que les disques avaient atteint leur masse sèche de référence. Par ailleurs, des échantillons stockés dans l'eau à 20°C en permanence depuis le second jour suivant leur coulage, sont utilisés pour déterminer les masses volumiques des bétons à saturation et pour calculer leurs porosités ouvertes à l'eau, présentées dans le Tableau 2. A partir de ces valeurs, les degrés de saturation de chaque disque ont été calculés après les trois premières étapes de séchage (voir Figure 21).

La difficulté du séchage préalable à une mesure de perméabilité, est d'obtenir des degrés de saturation moyens qui soient uniformes entre chaque disque à comparer. Or le premier effet de l'endommagement observable sur les paramètres de transfert du matériau apparaît lors du séchage : la diffusivité hydrique est amplifiée et la cinétique de séchage est plus rapide dans les échantillons les plus endommagés. Par ailleurs, cet effet a déjà été observé notamment pour des sollicitations supérieures à 75% de f_c, lors d'études expérimentales comparables [SAM 92].

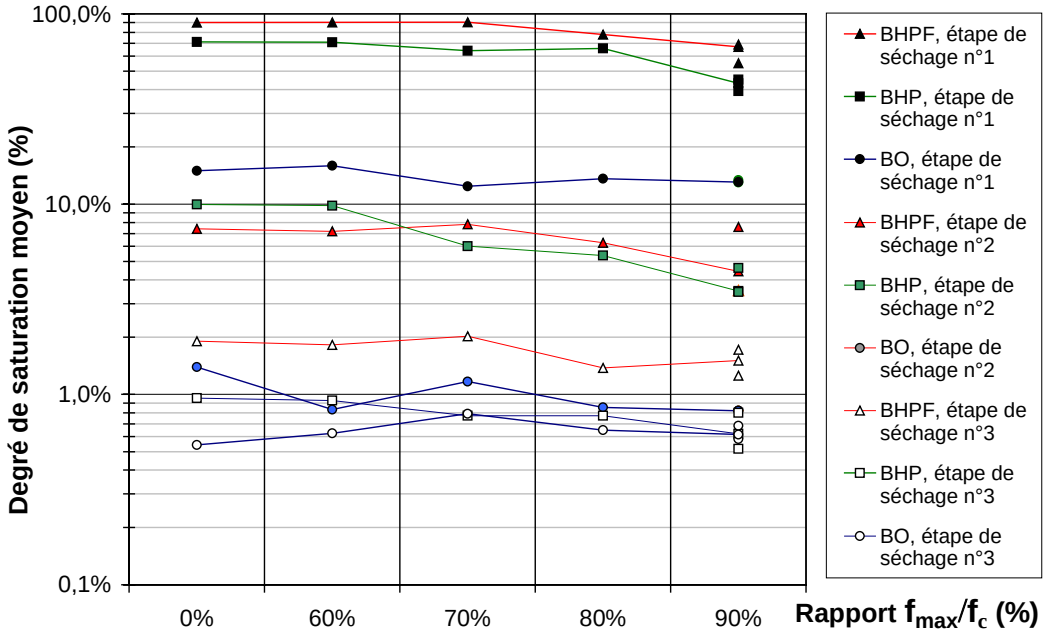


Figure 21 : *Degré de saturation des disques après les trois premières étapes de séchage*

La Figure 21 montre en effet qu'après la première étape de séchage, les degrés de saturation des disques d'une même série sont plus faibles pour les disques extraits des éprouvettes les plus sollicitées. Cet effet est surtout visible après un séchage modéré et est plus marqué pour les BHP que pour le BO dont le séchage est plus rapide.

Après l'étape de séchage n°3 et, a fortiori, après l'étape de séchage n°4, les teneurs en eau de chaque éprouvette d'une série tendent vers une même valeur et les écarts relatifs sont minimes. Il a alors été considéré que les différences engendrées dans la cinétique de séchage des disques n'avaient plus d'influence, notamment sur les mesures de perméabilité suivantes.

V.1.3.2. Partition du flux gazeux dans un échantillon endommagé

Après chaque étape de séchage, la perméabilité de chaque béton sain a été déterminée à partir de quatre disques. Les échantillons " témoins " sont des disques (numérotés 2 ou 3) découpés dans les parties médianes d'éprouvettes non sollicitées selon le schéma présenté en Figure 32, (§ V.2.2). La moyenne de ces quatre valeurs est considérée comme la perméabilité initiale $k_{V}o$, qui sert de valeur de référence aux comparaisons ultérieures. Les écarts observés sont de

l'ordre de ± 20% et décroissent avec le séchage. Dans les conditions respectives de séchage, la perméabilité des disques extraits des éprouvettes endommagées, est notée $k_V(d)$.

Le flux gazeux percolant par écoulement visqueux à travers un échantillon endommagé peut alors être divisé en deux :
– Le flux de gaz percolant à travers le réseau poreux non endommagé mécaniquement. C'est le flux de gaz minimum, percolant à travers les disques de référence et proportionnel à la valeur de k_Vo.
– Le flux de gaz empruntant le réseau de microfissures et des pores nouvellement connectés au sein du béton. C'est la différence entre le flux de gaz total percolant à travers un même disque endommagé et le flux de gaz précédent. Ce flux de gaz empruntant uniquement les chemins de percolation relevant de l'endommagement du matériau est proportionnel à l'accroissement de perméabilité absolu : $k_V(d) – k_Vo$ (voir Figure 22).

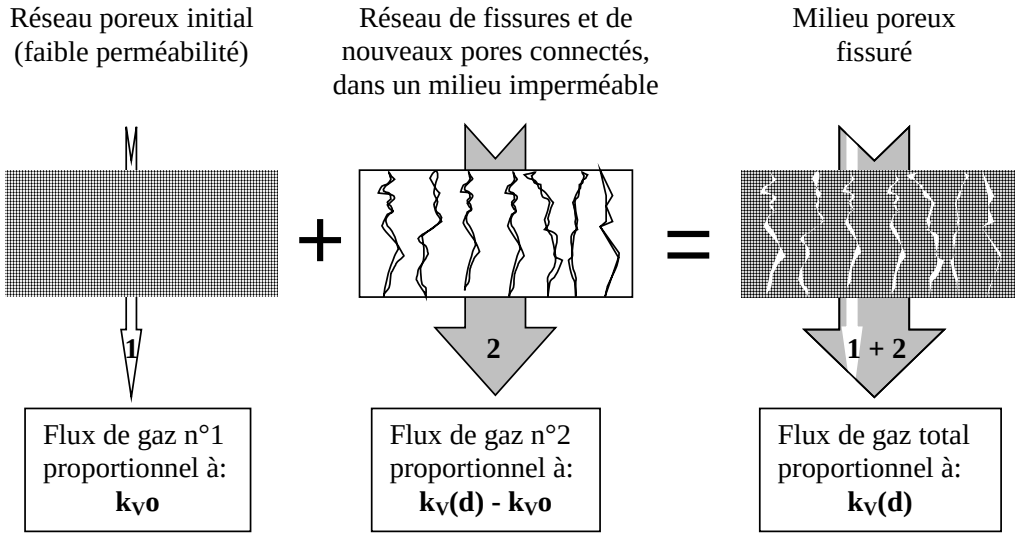


Figure 22 : *Hypothèse de partition du flux de gaz à travers un échantillon endommagé.*

V.1.4. Effets des sollicitations mécaniques sur la perméabilité

Parmi les différents paramètres enregistrés durant la phase de compression, la déformation maximale sous contrainte est le paramètre qui traduit un lien direct avec les modifications de la perméabilité du béton après déchargement.

Les déformations résiduelles après déchargement doivent aussi constituer un autre paramètre significatif. Le recouvrement des déformations décroît avec les déformations maximales appliquées et varie entre 95 et 82% pour le BO, et de 97 à 86% pour le BHP. Cependant les mesures de déplacements engendrés sont faibles, environ 30 µm, et la relaxation du matériau est variable d'une éprouvette à une autre et n'est toujours pas achevée 30 minutes après le déchargement complet de l'éprouvette. Par conséquent, la faible précision obtenue sur la

déformation résiduelle des éprouvettes n'a pas permis de retenir ce seul paramètre pour l'établissement d'une relation déformation – perméabilité dans cette étude.

V.1.4.1. Relation entre la déformation maximale subie et la perméabilité

Pour chaque série, la déformation sous contrainte maximale a été atteinte pour l'une des trois éprouvettes testées à 90% de f_c, indépendamment du nombre de cycles. En fait, à ce niveau de contrainte, il existe une différence sensible de comportement d'une éprouvette à une autre, et l'endommagement produit est variable même si les écarts constatés lors des mesures de la résistance de chaque série étaient modérés (soit inférieurs à 5% sur cinq éprouvettes).

Les déformations subies durant les sollicitations apparaissent par contre comme révélatrices du comportement physique des éprouvettes vis à vis du chargement. En fonction de ce dernier paramètre, les perméabilités intrinsèques, k_V, des disques extraits des éprouvettes, après les étapes de séchage n°1 et n°4 sont reportées respectivement sur les Figure 23 et la Figure 24.

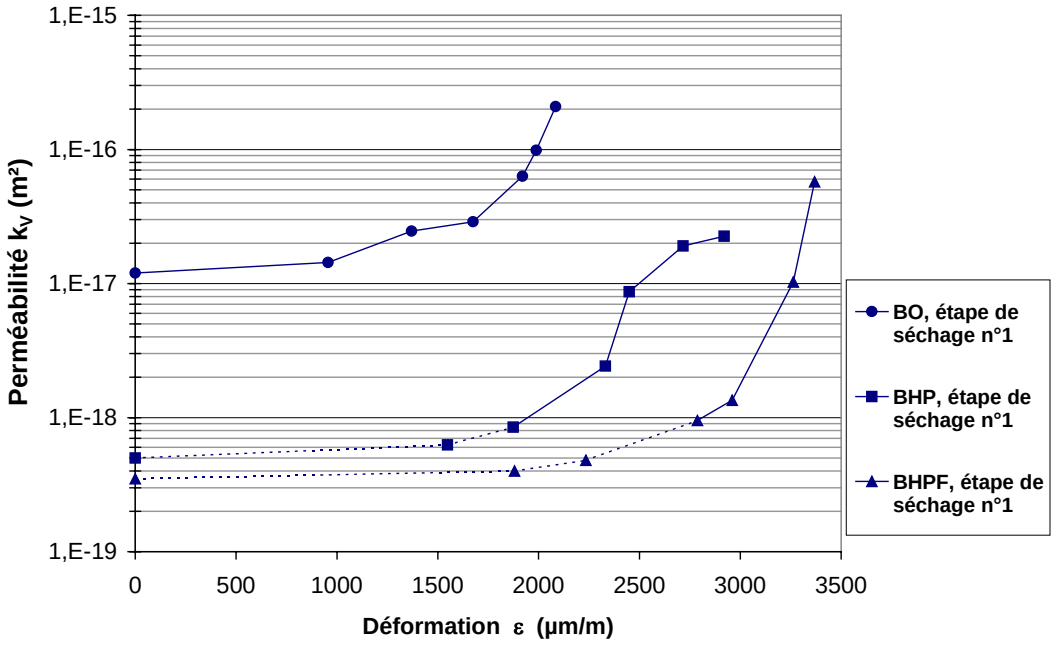


Figure 23 : *Perméabilité au gaz des disques après la première étape de séchage selon les déformations maximales subies*

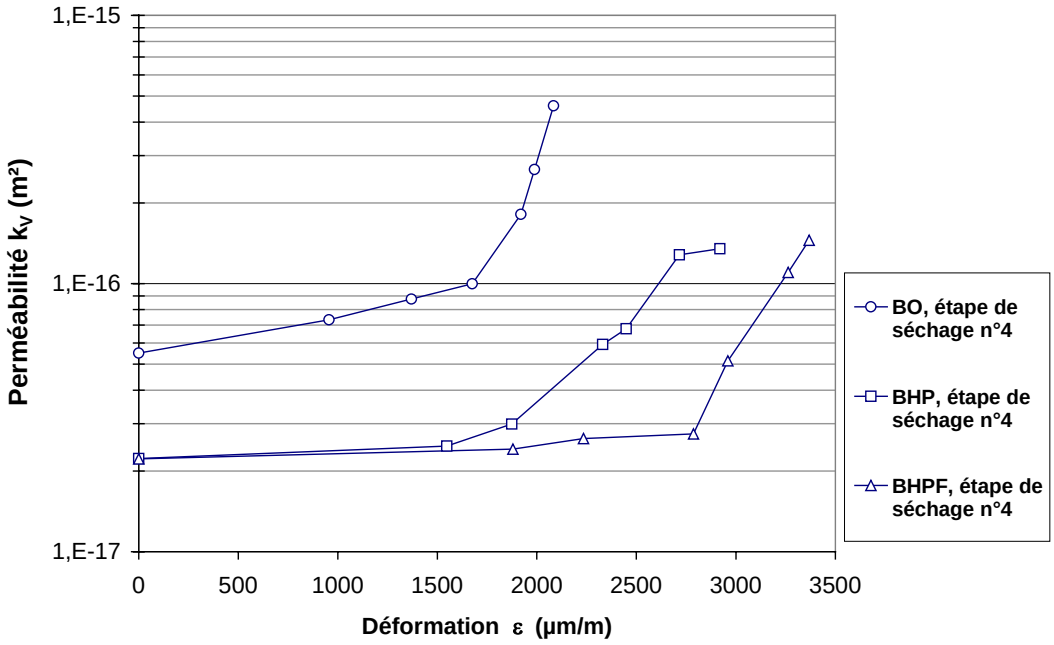


Figure 24 : *Perméabilité au gaz des éprouvettes après la dernière étape de séchage*

Après un mois de séchage à 60°C en étuve ventilée, le degré de saturation des BHP est toujours supérieur à 70% (voir Figure 21). Cette première étape de séchage a pour but de drainer partiellement les échantillons de BHP en quantité nécessaire pour pouvoir initier la percolation de gaz à travers l'échantillon et procéder à des mesures de perméabilité. Néanmoins, pour les échantillons non endommagés, la teneur en eau demeure toujours importante (cf § V.1.3.1) et la perméabilité faible (inférieure à 8.10^{-19}m²). Pour de faibles pressions d'injection, le flux de gaz n'est pas suffisant pour permettre des mesures de perméabilité significatives. La perméabilité intrinsèque a donc été majorée par une mesure de perméabilité apparente effectuée pour une pression d'injection de 3,5 MPa (voir § IV.3.2.2). Une ligne pointillée relie ces points de mesures dans la Figure 23, ainsi que dans les figures suivantes.

Concernant le comportement des différents types de bétons, il apparaît clairement que si une même déformation a été appliquée, la perméabilité du BO est toujours supérieure à celle des BHP après chaque étape de séchage. Les BHP supportent des déformations plus grandes, mais après un séchage modéré leur rapport d'accroissement de perméabilité est plus grand (voir Figure 23).

Il est à noter que l'ajout de fibre dans une composition identique de BHP ne provoque pas d'augmentation de la perméabilité originelle du matériau. Le BHP fibré supporte les contraintes les plus élevées et en conséquence les déformations les plus importantes. Le rôle des fibres intervient donc en premier lieu sur les caractéristiques mécaniques, et, dans le cas où des déformations croissantes sont appliquées, intervient en second lieu en différant l'augmentation de perméabilité des BHP après déchargement [PIC 01b].

V.1.4.2. Accroissement de la perméabilité en fonction du rapport $\varepsilon/\varepsilon_c$

Afin d'établir une comparaison de comportement entre les bétons, les déformations maximales sous contrainte ε sont rapportées à la déformation au pic du béton considéré ε_c. Cette déformation au pic a été évaluée avec une variation de ± 3%, et les valeurs sont données dans le Tableau IV-2 (§ IV.1.3).

La Figure 25 montre que pour chacun des trois bétons étudiés, il existe un seuil de déformation se situant autour de 80% de ε_c à partir duquel la perméabilité augmente sensiblement. Ce seuil doit correspondre à la formation d'un réseau de microfissures connectées réparties dans l'échantillon. Ces fissures, une fois créées, ne se referment pas complètement après déchargement [SAM 92], [HEA 99]. Un tel accroissement de la perméabilité a aussi été observé lors d'essais sous contrainte autour d'un état de contrainte-déformation très proche [SUG 96], [HEA 97]. Au-delà de ce seuil, l'endommagement créé dans les bétons a une influence sensible sur la perméabilité, et qui est irréversible puisque les fissures demeurent après déchargement.

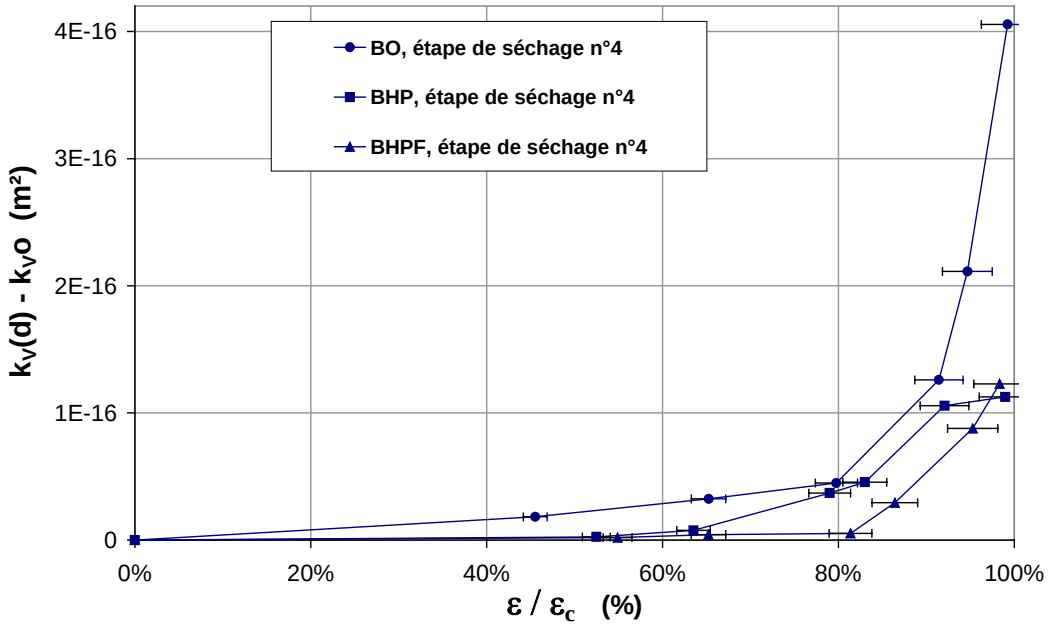


Figure 25 : *Accroissement absolu de la perméabilité de chaque béton après la dernière étape de séchage en fonction du rapport de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$*

V.1.4.3. Evolution des écoulements par glissement

Les mesures de perméabilité pour cinq pressions différentielles permettent de déterminer le coefficient β_k (cf équation (II-31), § II.3.2.3(1)) avec une précision estimée à ± 10%. Les valeurs de β_k diminuent avec les déformations subies par le matériau durant le chargement (Figure 26). Cette diminution révèle que l'écoulement global du gaz à travers un disque

endommagé a lieu principalement par des chemins de percolation de section moyenne plus importante. Cela implique donc que les contraintes exercées ont provoqué des dégradations au niveau de la microstructure du matériau. Les microfissures engendrées, avec l'aide éventuelle des pores qu'elles connectent, créent alors un chemin d'écoulement préférentiel.

Dans le cadre d'essais de perméabilité pour une seule pression différentielle, la mesure de k_A conduit à une surestimation relative de la perméabilité du matériau plus importante pour un béton sain que pour un béton endommagé. D'après l'équation (II-32) (cf § II.3.2.3(1)), pour une pression d'injection relative de 0,1 MPa après la dernière étape de séchage, les écoulements par glissement, pris en compte dans la mesure de k_A, représentent plus de 120% de l'écoulement visqueux pour un BO sain contre moins de 30% pour un BO endommagé. Donc, entre un béton sain et un béton endommagé, le rapport d'accroissement de la perméabilité apparente k_A (pour une pression différentielle unique) est inférieur au rapport d'accroissement de la perméabilité intrinsèque k_V. Le rapport d'accroissement de perméabilité apparente dû à l'endommagement est surtout diminué lorsque la pression d'injection considérée est faible.

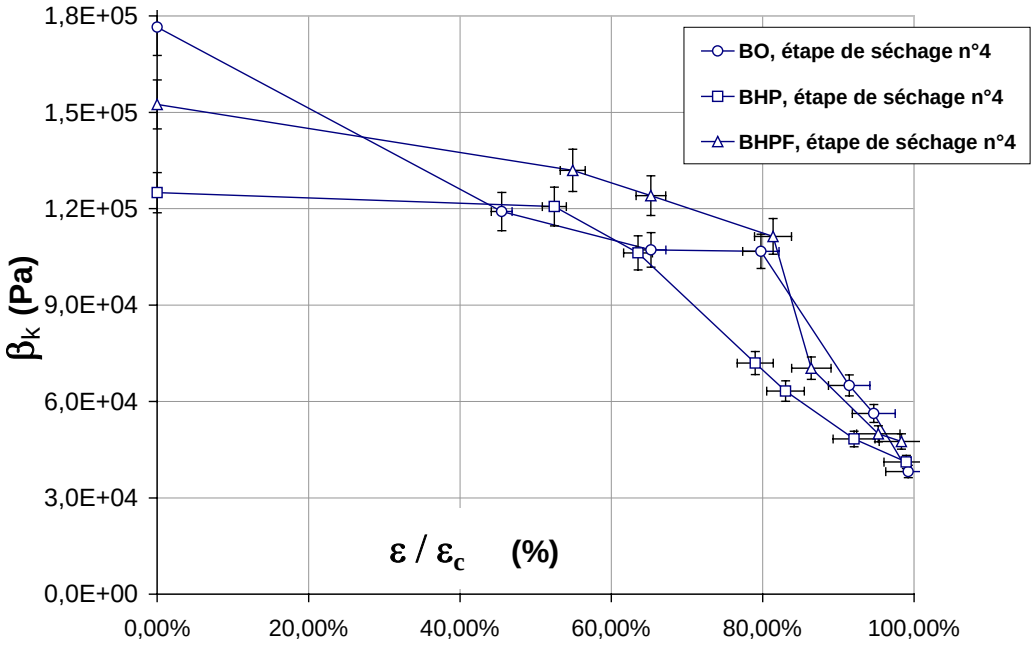


Figure 26 : *Evolution du coefficient β_k selon le rapport de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$*

V.1.5. Effets du séchage

L'augmentation de la perméabilité liée aux déformations subies a été analysée au cours du séchage des bétons étudiés.

V.1.5.1. Accroissement absolu de perméabilité, $k_V(d) - k_Vo$

Les différences de perméabilité, $k_V(d) - k_Vo$, représentées en Figure 27 augmentent avec le séchage. Les traits en pointillés sont tracés à partir des points dont la perméabilité a été approchée à partir de k_A (cf § V.1.3.1). La différence de perméabilité intrinsèque effective est en réalité légèrement supérieure.

Durant le séchage, les dépressions capillaires qui s'exercent dans le matériau font que ce sont les fissures et les pores les plus gros qui sont drainés en premier, tandis que de l'eau demeure toujours dans les capillaires les plus fins. Le diamètre moyen des capillaires saturés en eau qui ne participent pas à l'écoulement gazeux diminue avec le séchage. L'augmentation continue de la différence entre $k_V(d)$ et k_Vo avec le séchage laisse supposer que l'endommagement produit est multiéchelle. De plus, cette augmentation a lieu dans les mêmes proportions après chaque étape de séchage pour chaque seuil de déformation. La distribution de la taille des fissures engendrées est donc étalée et homogène quel que soit le seuil de déformation maximal atteint. D'ailleurs, pour les échantillons les plus endommagés, c'est à dire lorsque le rapport $\varepsilon/\varepsilon_c$ tend vers 1, les valeurs de β_k pour les trois bétons étudiés sont très proches et évoluent peu avec le séchage (cf § V.1.5.3). D'un béton à un autre, la densité de fissuration peut être différente, mais la section moyenne des fissures traversées par le gaz est équivalente.

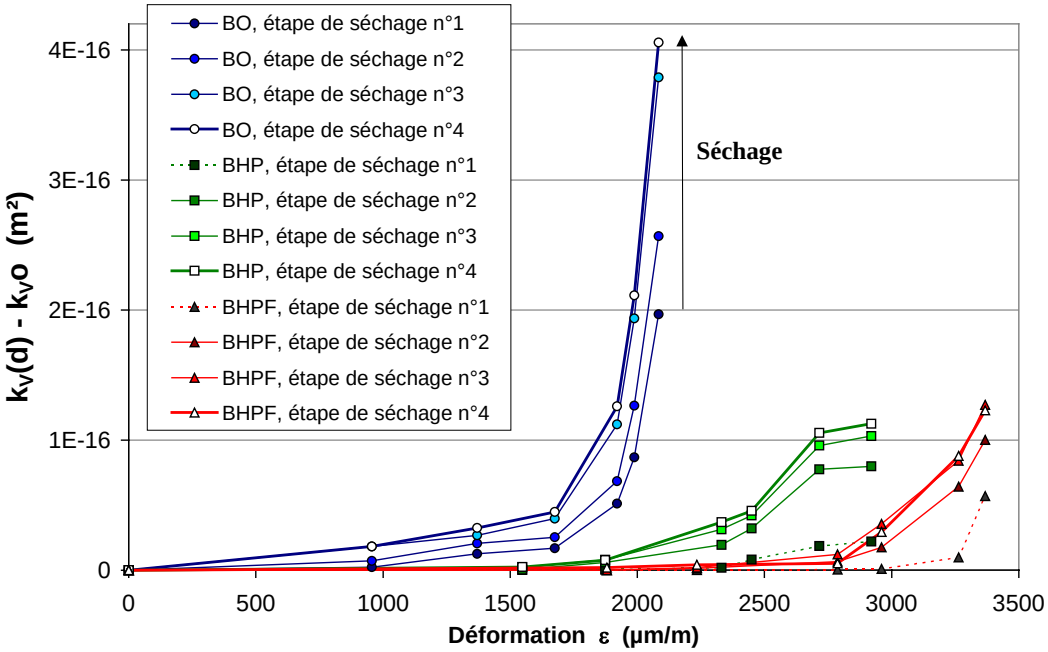


Figure 27 : *Accroissement absolu de perméabilité après chaque étape de séchage*

L'accroissement absolu de perméabilité tend à se stabiliser entre les deux derniers stades de séchage vers une valeur maximale, étant donné que les teneurs en eau d'une même série tendent vers la même valeur (cf § V.1.4.1). Concernant les disques les plus endommagés, la différence entre $k_V(d)$ et k_Vo est alors quatre fois plus grande pour le BO que pour les BHP. D'un point de vue quantitatif, pour des déformations proches de ε_c, la microfissuration engendrée dans les BO est plus dommageable pour la perméabilité que celle engendrée dans les BHP. L'augmentation de la perméabilité est en effet quatre fois plus grande pour le BO que pour les BHP.

V.1.5.2. Rapport d'accroissement de perméabilité, $k_V(d)/k_Vo$

Les flèches noires sur la Figure 28 donnent en exemple l'effet du séchage sur la perméabilité du BO et du BHPF. Le rapport d'accroissement de la perméabilité avec le séchage est plus sensible pour les bétons sains que pour les bétons endommagés. Cette tendance est particulièrement marquée pour les deux BHP.

Le rapport d'accroissement de perméabilité, c'est à dire le rapport $k_V(d)/k_Vo$ (voir Figure 29), tend donc à diminuer avec le séchage pour deux raisons :

– Premièrement, les disques endommagés présentent des microfissures qui augmentent leur diffusivité hydrique et de ce fait, leur cinétique de séchage (cf § V.1.3.1). Après un séchage modéré, leur degré de saturation diminue selon leur endommagement et donc leur perméabilité au gaz augmente [JAC 98], [ABB 99]. Cependant, pour les cas étudiés les éventails des degrés de saturation sont restreints, les perméabilités d'échantillons d'une même série restent donc dans le même ordre de grandeur.
– Deuxièmement, durant la mesure de la perméabilité des disques endommagés, ce sont les réseaux de fissures qui contrôlent l'essentiel du flux gazeux à travers l'échantillon [GER 96b], [TOG 98]. Comme les fissures sont drainées en premier, un séchage plus important ne permet que le séchage de fissures ou de pores plus fins qui ne participent qu'à une part mineure du flux global de gaz.

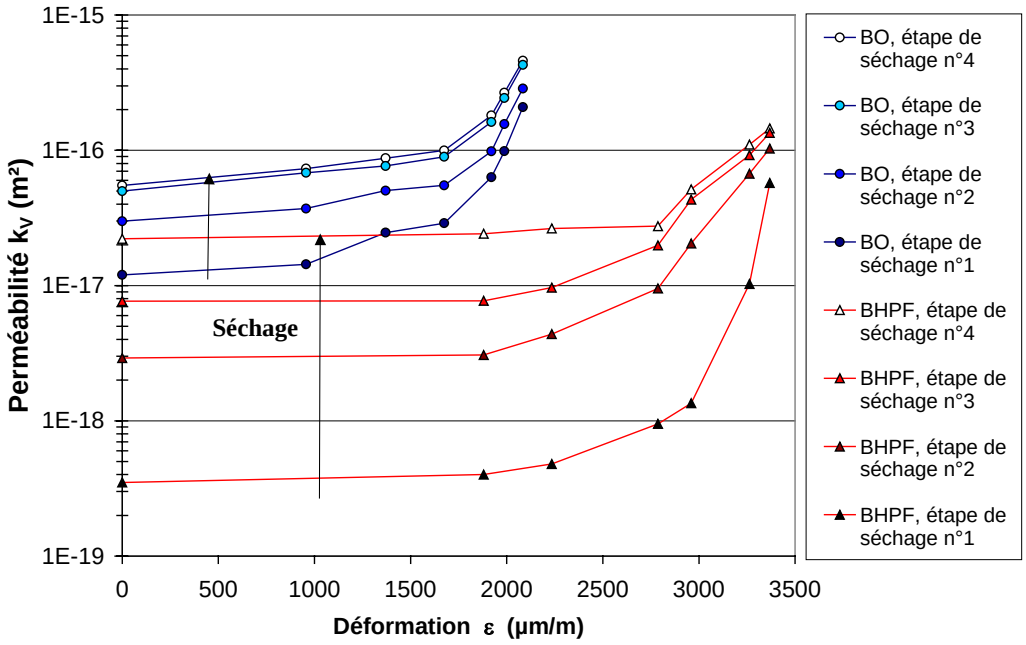


Figure 28 : *Perméabilité des BO et des BHPF après chaque étape de séchage*

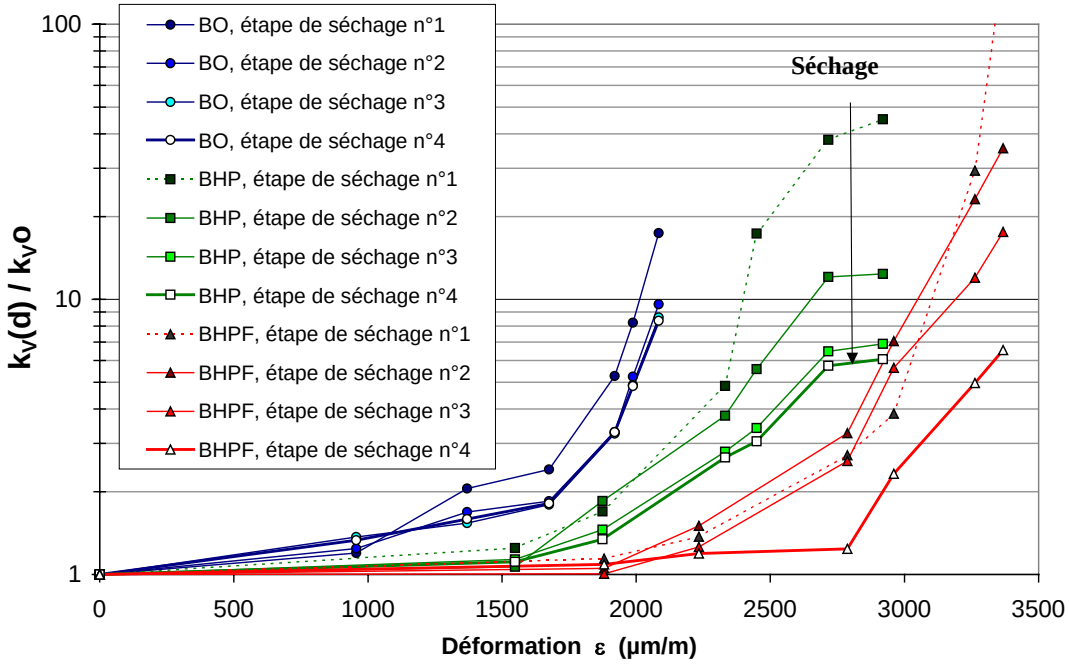


Figure 29 : *Rapport d'accroissement de la perméabilité après chaque étape de séchage*

A la fin du séchage, comme précédemment, le rapport d'accroissement de la perméabilité tend à se stabiliser entre les deux derniers stades de séchage, vers une valeur minimale cette fois-ci. Il présente par ailleurs, pour les trois bétons étudiés, une évolution similaire selon le rapport de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$. De plus, en considérant la manifestation mécanique de l'endommagement, c'est à dire la perte de raideur du matériau ou la diminution relative du module d'élasticité, une similarité dans l'évolution des trois bétons a aussi été observée.

Il est à noter qu'après la première étape de séchage, le rapport $k_V(d)/k_Vo$ effectif est encore supérieur à celui tracé en pointillé pour les BHP à partir des valeurs de perméabilité apparente (cf § V.1.4.1). Dans ce cas, ces rapports d'accroissement important peuvent alors être attribués aux deux raisons évoquées précédemment, pour des mesures différentes. En supposant que tous les échantillons soient à 90% de saturation, la partie saine des échantillons serait quasi-imperméable et tout le flux gazeux serait alors canalisé par le réseau éventuel de fissures (cas du flux de gaz n°2, Figure 22), même si ce dernier contenait encore de l'eau adsorbée. Ce flux gazeux, aussi faible soit-il, provoquerait alors un rapport d'accroissement très important de la perméabilité globale de l'échantillon. C'est pourquoi de manière générale, les résultats expérimentaux montrent que le degré de saturation des échantillons est un facteur qui, à lui seul, amplifie le rapport d'accroissement de la perméabilité du matériau lié aux endommagements éventuels.

V.1.5.3. Flux de gaz pour une pression différentielle donnée

Le calcul du débit de gaz à travers un matériau dont la perméabilité apparente est connue, dépend du coefficient β_k. Après chaque étape de séchage, les résultats montrent qu'il n'y a pas d'évolution significative du coefficient β_k pour les éprouvettes endommagées. Deux phénomènes ayant des effets opposés sur la variation de β_k se produisent au cours du séchage :

– Le drainage des pores et microfissures les plus fins augmente la part des écoulements par glissement.

– La disparition des couches d'eau adsorbées sur les parois des fissures, diminue les écoulements par glissement qui y prenaient place tout en augmentant la proportion globale du débit des écoulements visqueux.

Les comparaisons de perméabilité, apparente ou intrinsèque, évoluent donc dans des proportions similaires avec le séchage des éprouvettes.

V.1.6. Relation endommagement – perméabilité

V.1.6.1. Considérations microstructurales

Pour observer la microfissuration produite, les sections des disques les plus endommagés ont été examinées, en utilisant la même technique servant à observer les fissures produites par fendage, à l'aide d'un vidéo-microscope en lumière rasante avec des grossissements compris entre 100x et 500x (voir § IV.2.2.3(2)). Par cette méthode, des microfissures de 3µm d'ouverture moyenne et de quelques millimètres de longueur peuvent être détectées [PIC 00]. Des disques ont aussi été imprégnés de colorant, mais aucune observation n'a permis de détecter clairement un réseau de fissurations ou la présence de fissures importantes. Seules quelques fissures diffuses autour des gros granulats sont détectées. Leur ouverture moyenne est alors de 3µm et leur longueur inférieure à 5 mm. Ces microfissures paraissent être uniformément distribuées sur la section de l'éprouvette, sans interconnections particulières dans ce plan d'observation.

Le rapport d'accroissement de la perméabilité des échantillons issus d'éprouvettes sollicitées est donc attribué à une microfissuration distribuée dans le volume du disque et relative à un endommagement diffus du matériau. A une échelle macroscopique, le matériau peut être considéré comme un milieu continu dont les caractéristiques changent graduellement et progressivement avec l'endommagement mécanique encouru.

Si le matériau peut être considéré comme initialement isotrope, il devient anisotrope lorsque les sollicitions atteignent le pic d'effort [MAZ 84], [HEA 99]. Cette étude présente donc l'effet d'un endommagement créé par une compression sur la perméabilité du matériau selon l'axe de contrainte principal.

Cependant, en phase pré-pic, l'orientation des microfissures est relativement isotrope, même à une échelle microscopique du fait de la proportion très importante des fissures aux interfaces pâte-granulat dont la répartition des directions est uniforme [NEM 98]. En première approche, l'anisotropie du matériau peut donc être considérée comme négligeable. Cela permet ainsi d'exploiter une relation endommagement – perméabilité éventuelle à partir des modèles numériques existants basés sur le calcul non-local de l'endommagement isotrope du matériau. L'endommagement est donc relatif à la détérioration du matériau initial et la perméabilité est le paramètre qui lui est associé.

V.1.6.2. Evaluation de l'endommagement à partir de la courbe contrainte – déformation

La déformation est le premier indicateur d'endommagement du matériau. La corrélation observée Figure 26, entre le rapport de la déformation sur la déformation maximale au pic et l'accroissement de perméabilité pour chaque béton laisse supposer l'existence d'une autre corrélation entre l'endommagement et la perméabilité.

L'endommagement peut être déduit à partir de la courbe contrainte – déformation d'une éprouvette c'est à dire à partir de la courbe effort – déplacement enregistrée. Plusieurs critères existent pour déterminer la décroissance du module d'élasticité, (voir § III.1.4., Figure 5). Un critère résultant d'un modèle élasto-plastique endommageable est nécessaire pour prendre en compte la plasticité du matériau, (voir § IV.2.1.4(1)(ii), Figure 10). Le module d'élasticité fictif de déchargement est alors considéré comme le module d'élasticité finale E(d) et la valeur scalaire de l'endommagement isotrope, D, est la décroissance relative du module d'élasticité, définie équation (III-4), (§ III.1.3.2).

La Figure 30 montre que les rapports d'accroissement de la perméabilité en fonction de l'endommagement de chaque béton sont similaires.

Concernant les BHP, la perméabilité croît de manière significative à partir d'un seuil d'endommagement proche de 0,06. Cet accroissement de la perméabilité semble alors plus sensible à l'endommagement. Ce fait peut être lié au caractère fragile de ces bétons.

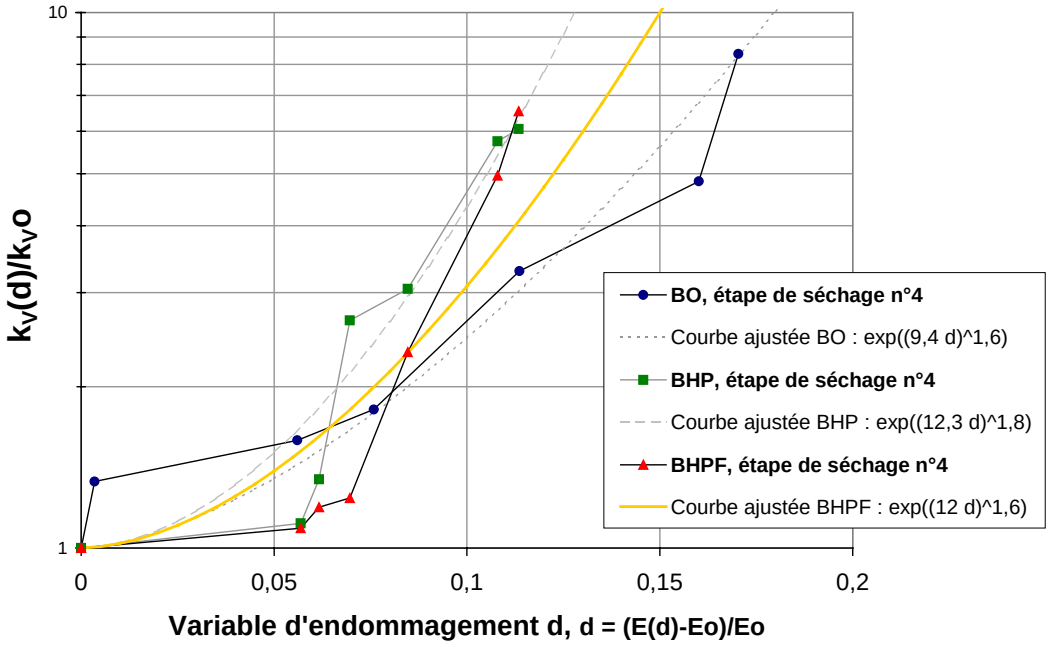


Figure 30 : *Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement selon un critère élasto-plastique fragile*

V.1.6.3. Evaluation de l'endommagement par méthode ultrasonique

Le module d'élasticité dynamique de chaque éprouvette est mesuré juste avant et après l'application des sollicitations, voir § IV.2.1.4(2). La valeur de l'endommagement isotrope, d, définie par l'équation (III-6), (§ III.1.3.3), est alors la décroissance relative du module d'élasticité dynamique.

La Figure 31 montre les accroissements relatifs de perméabilité de chaque béton en fonction de l'évaluation de leur endommagement. Par la méthode ultrasonique, les résultats sont moins dispersés malgré une incertitude plus importante sur l'évaluation de l'endommagement. Les relations endommagement – accroissement relatif de la perméabilité sont plus proches.

Parmi diverses fonctions de calages, une fonction exponentielle décrite équation (V-1) est apparue particulièrement adaptée étant donné la disposition des points de mesures obtenus et les conditions d'origine à satisfaire. Cette relation est par ailleurs de la même forme que celle proposée par Bary, [BAR 96], équation (III-14) (voir § III.2.2.2).

$$\frac{k_V(d)}{k_V o} = \exp\left[(\alpha d)^{\gamma}\right] \qquad \text{(V-1)}$$

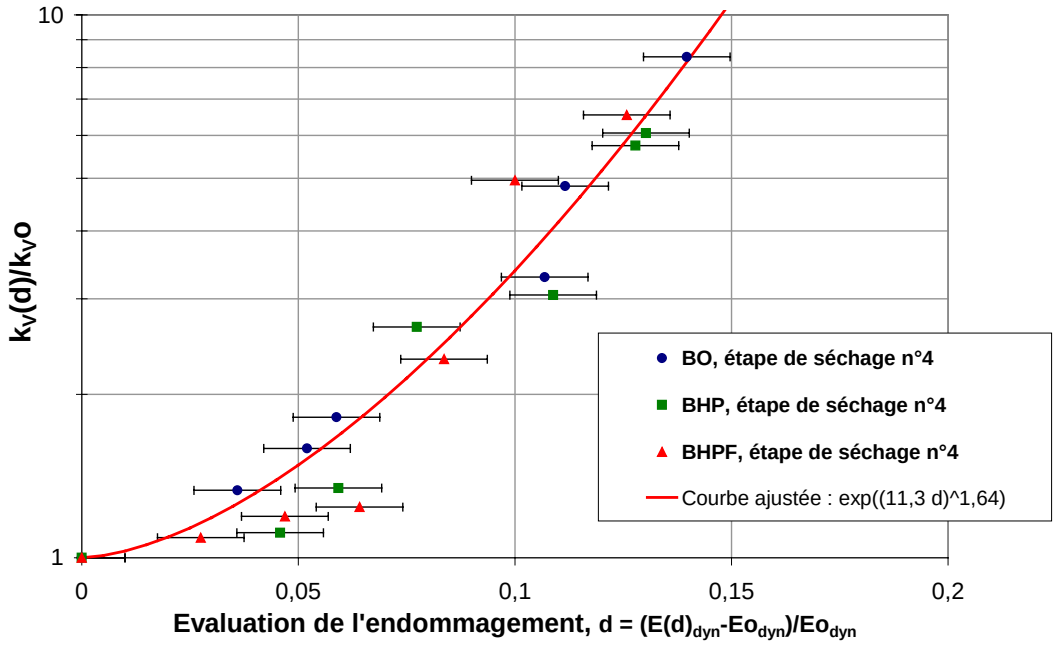


Figure 31 : *Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement par une technique expérimentale ultrasonique (" Grindosonic ")*

Pour une évaluation de l'endommagement à partir des courbes contrainte – déformation, la dispersion des points ne permet pas de déterminer une relation commune pour chacun des trois bétons. Néanmoins l'ajustement par une méthode des moindres carrés de la relation, définie par l'équation (V-1), pour chacun des trois bétons permet de déterminer des coefficients α compris entre 9,4 et 12,3 et γ compris entre 1,6 et 1,8, voir Figure 30.

Pour une évaluation de l'endommagement par méthode ultrasonique, les points obtenus sont plus resserrés et une relation commune à tous les points expérimentaux, pour les trois types de béton confondus peut être déterminée ; $\alpha = 11{,}3$ et $\gamma = 1{,}64$. Cette relation est relativement bien ajustée, puisque le coefficient de corrélation est de 0,97, et elle peut être définie comme une première relation endommagement – perméabilité définie expérimentalement et commune aux bétons étudiés pour un endommagement modéré, c'est à dire pour d compris entre 0 et 0,18 [PIC 01a].

V.1.7. Conclusion

Un endommagement par compression en phase pré-pic augmente sensiblement la perméabilité d'un béton. Cette augmentation de perméabilité est directement liée aux déformations maximales subies durant le chargement, indépendamment du nombre de cycles de charge. Pour des déformations proches de la déformation maximale au pic, la perméabilité intrinsèque est augmentée d'un ordre de grandeur.

Ces augmentations de perméabilité après déchargement sont relatives à la formation de microfissures qui ne se referment pas complètement. D'ailleurs la variation du coefficient β_k atteste d'un élargissement du rayon moyen des pores participant à l'écoulement global. D'autre part, sous contrainte, il est clair que les différences de perméabilité étudiées seraient davantage amplifiées.

En fonction du paramètre de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$, l'évolution de la perméabilité des trois bétons étudiés est similaire (avec une nette augmentation au delà du seuil $\varepsilon/\varepsilon_c = 0{,}8$). Cependant la perméabilité des BO est toujours supérieure à celle des BHP qui, pourtant, supportent des déformations nettement supérieures.

La perméabilité au gaz peut donc efficacement distinguer un béton endommagé d'un béton sain. Dans cette distinction, la diminution du degré de saturation en eau du béton testé joue un rôle primordial :
– d'un point de vue comparatif, il réduit le rapport d'accroissement de la perméabilité.
– d'un point de vue quantitatif, il augmente la différence de la perméabilité.
Pour une telle étude comparative, l'uniformité du degré de saturation doit donc être contrôlée et si possible maîtrisée.

A partir d'une évaluation de l'endommagement basée sur une diminution relative de raideur, et en considérant le rapport d'accroissement de la perméabilité, une relation endommagement – perméabilité commune à tous les types de béton étudiés, valide pour de faibles valeurs d'endommagement (inférieures à 0,18), est définie expérimentalement :

$$k_V(d) = k_V o \exp\left[(11.3\,d)^{1.64}\right] \qquad \text{(V-2)}$$

V.2. Eprouvettes sollicitées en traction par fendage

V.2.1. Position du problème

Le but de ces essais est de créer une fissuration d'ouverture contrôlée dans des disques de béton dont les cotes et la préparation (imperméabilisation des faces latérales et préconditionnement du disque) permettent une mesure de leur perméabilité au gaz avec le dispositif décrit § IV.3.1. Le contrôle du déplacement latéral des éprouvettes lors des sollicitations permet de conserver le caractère monolithique des éprouvettes (voir § IV.2.2.2).

Ce type de sollicitation a déjà été utilisé pour évaluer l'influence de la fissuration sur la perméabilité à l'eau de différents bétons [WAN 97], [ALD 99a], [ALD 99b]. Cependant la perméabilité à l'eau d'échantillons de béton fissurés est délicate à mener (voir§ II.5.2.3(2)). Ainsi les études expérimentales précédentes ne relevaient aucune augmentation significative de la perméabilité pour des disques de 100 mm de diamètre dont le déplacement latéral sous contrainte, δ_{max}, n'excédait pas 50µm. Or une étude préliminaire [PIC 00] sur des disques de 110 mm de diamètre a permis de montrer que l'accroissement de perméabilité au gaz était sensible dès que le déplacement latéral sous contrainte δ_{max} excédait 25µm. Compte tenu des résultats obtenus pour les éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale (voir § V.1), il semble effectivement que pour des endommagements modérés, la mesure de perméabilité au gaz permette une évaluation plus fine et plus rapide de l'augmentation de la perméabilité des bétons.

Ce travail expérimental se distingue donc par deux points importants :

- la perméabilité des bétons est mesurée au gaz ;
- un même disque de béton est sollicité par des cycles de chargements successifs et sa perméabilité au gaz est mesurée à l'issue de chaque cycle. L'évolution de la perméabilité de chaque disque peut donc être suivie avec précision selon l'accroissement du déplacement latéral mesuré.

Les échantillons fissurés au delà d'une certaine ouverture de fissure impliquent des écoulements de gaz transitoires laminaires – turbulents lors des mesures. La détermination de la perméabilité intrinsèque est aussi étudiée dans ce cadre.

Enfin, au stade final des sollicitations, la perméabilité des disques est mesurée au gaz puis à l'eau, (voir § VI.1), permettant ainsi une comparaison des différentes techniques de mesures sur des échantillons fissurés.

V.2.2. Préparation des échantillons

V.2.2.1. Découpe des disques de bétons

La cellule du perméamètre acceptant des disques de béton de 11 cm de diamètre et de 5 cm de hauteur, les échantillons sollicités sont des disques de dimensions identiques extraits d'éprouvettes 11 x 22 par sciage. Ces échantillons peuvent donc être alternativement sollicités en compression diamétrale et subir un test de perméabilité sans que leur géométrie soit modifiée.

Quatre disques sont extraits d'une éprouvette ayant été enduite de deux couches de résine à l'issue de la cure humide (voir § IV.1.2) selon le schéma exposé en Figure 32.

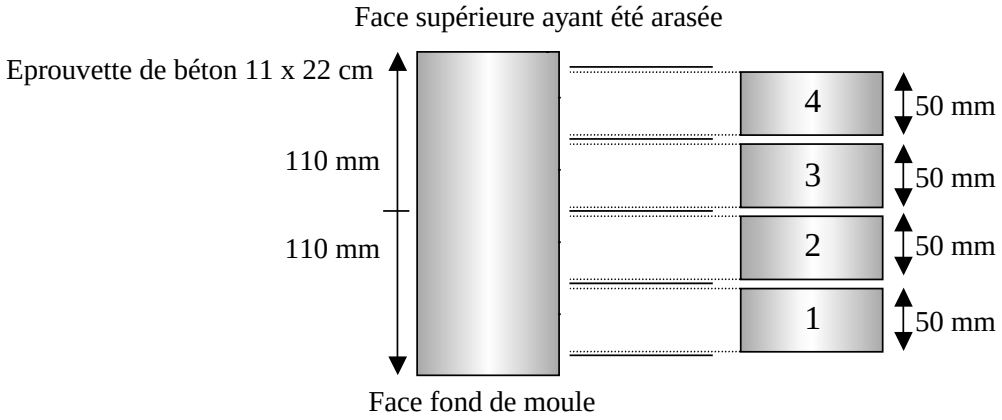


Figure 32 : *Numérotation des disques extraits d'une éprouvette saine de béton*

Les disques sont découpés à l'aide d'une scie circulaire équipée d'une lame diamantée. Ils sont ensuite rectifiés. Leur épaisseur est comprise entre 50 et 48,5 mm, et est mesurée avec une précision de ± 0,1 mm. Les disques issus d'une même éprouvette sont numérotés de 1 à 4 selon le niveau où ils ont été prélevés (voir Figure 32).

V.2.2.2. Préconditionnement des disques

La description des préconditionnements appliqués aux disques de béton après leur découpe et leurs degré de saturation moyen final est présentée dans le Tableau V-3.

Deux préconditionnements différents ont été appliqués aux disques de BHP pour évaluer l'influence du degré de saturation moyen des disques sur l'évolution de leur perméabilité.

	BO	BHP(1)	BHPF	BHP(2)
Nombre d'éprouvettes testées	4	2	2	2
Chambre climatisée : 20 ± 1 °C; 50 ± 5 % HR	4 mois	4 mois		18 mois
Etuve ventilée : 60 ± 1 °C	1 mois	1 mois		-
Etuve ventilée : 105 ± 2 °C	-	1 mois		-
Degré de saturation moyen des disques	*13 %*	*3 %*	*4 %*	*35 %*

Tableau V-3 : *Préconditionnements adoptés pour les disques de béton sollicités en fendage*

A l'issue du préconditionnement, la perméabilité de chaque disque est mesurée et leur masse est alors considérée comme la masse de référence m_o relative au disque.

V.2.2.3. Contrôle des teneurs en eau moyennes durant l'essai

Entre chaque étape de sollicitation et de mesure, les disques sont entreposés dans un dessiccateur à 20°C afin de les maintenir à teneur en eau constante. Par la suite, tout au long des essais, la masse de chaque disque est contrôlée. Si leur masse augmente de plus de 0,05%, par rapport à leur masse de référence m_0, les disques subissent à nouveau un court séjour en étuve ventilée à 60°C pour perdre l'eau adsorbée depuis les premières mesures de perméabilité afin de retrouver le degré de saturation moyen initial. Leur masse est alors régulièrement contrôlée et le séchage est poursuivi tant que l'échantillon a une masse supérieure à m_o.

Il s'est avéré que l'impact de ce séchage supplémentaire sur la perméabilité des disques est limité. Les mesures sont réalisées avant et après ce séchage. Elles varient dans des proportions de 20 %, pour les disques peu endommagés, et beaucoup moins lorsqu'ils sont fissurés. Néanmoins, la perméabilité considérée du disque endommagé est celle mesurée lorsque le disque a de nouveau une masse très proche de sa masse initiale m_o.

Les deux disques de BHP de la deuxième série, BHP(2) demeurent entreposés à 20 ± 1°C; 50 ± 5 % HR. Ils sont quasiment en équilibre hygrique, et leur masse a par contre une légère tendance à diminuer, perte de 0,6% sur toute la période d'essais (5 mois).

V.2.2.4. Choix des éprouvettes

Dans un premier temps, le découpage de quatre disques a été réalisé pour mettre en évidence d'éventuels gradients de perméabilité suite à la mise en place du béton lors du coulage dans les moules cylindriques. La perméabilité des disques selon leurs niveaux d'extraction dans l'éprouvette est présentée Figure 33.

Pour certaines éprouvettes, les disques proches de la face " fond de moule " (n°1) sont légèrement moins perméables. Ce fait peut s'expliquer par une compacité plus importante du béton en fond de moule. Cependant il n'est pas observé de gradient de perméabilité notoire dû

à la mise en œuvre du béton dans les moules cylindriques. La perméabilité semble cependant plus homogène dans la partie médiane des éprouvettes.

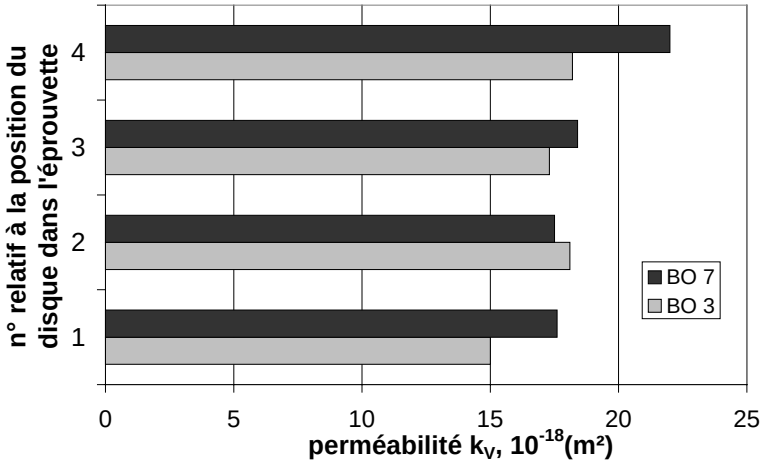


Figure 33 : *perméabilité de disques de BO selon leur niveau d'extraction dans l'éprouvette d'origine (voir Figure 32)*

Par la suite, afin d'éviter les effets de bord modifiant la répartition des granulats et éventuellement de fibres dans les échantillons, seuls les disques numérotés 2 et 3, c'est à dire ceux extraits à proximité du plan médian de l'éprouvette 11 x 22 sont pris en compte dans cette étude.

V.2.3. Effets des déformations latérales maximales sous contrainte, δ_{max}

Pour chaque cycle de sollicitation, un déplacement maximum sous contrainte est visé, en tenant compte des déplacements résiduels cumulés sur les cycles précédents (voir § IV.2.2.2). Cinq cycles sont généralement effectués pour des déplacements δ_{max} assez faibles, inférieurs à 50 µm, afin de détailler autant que possible l'augmentation de la perméabilité pour de faibles déplacements latéraux. Le nombre de cycles de chargement total est variable selon les disques de béton. Par type de béton, le nombre maximal de cycles est de 15 pour le disque "BO 32", de 15 pour le disque "BHP 32" et de 17 pour les deux disques BHPF.

Dans cette étude l'effet de δ_{max} est directement perceptible sur la perméabilité des disques. L'augmentation de la perméabilité des disques peut être analysée en décomposant les effets de δ_{max}, d'une part sur la déformation résiduelle des disques après déchargement et d'autre part sur la fissuration engendrée dans les éprouvettes.

V.2.3.1. Influence du déplacement latéral maximal sous contrainte sur la perméabilité

Les essais ont été réalisés sur une série de 4 disques de BO, 2 disques de BHP et 2 disques BHPF. La Figure 34 montre l'évolution de la perméabilité intrinsèque au gaz k_V des disques en fonction du déplacement latéral moyen maximal mesuré sous contrainte δ_{max}.

Une seconde série d'essais BHP(2) a aussi été réalisée sur 2 disques de BHP n'ayant pas subi de séjour en étuve ventilée (voir Tableau V-3, § V.2.2.2), mais les résultats consécutifs à cette mesure sont présentés ultérieurement (voir § V.2.6.1).

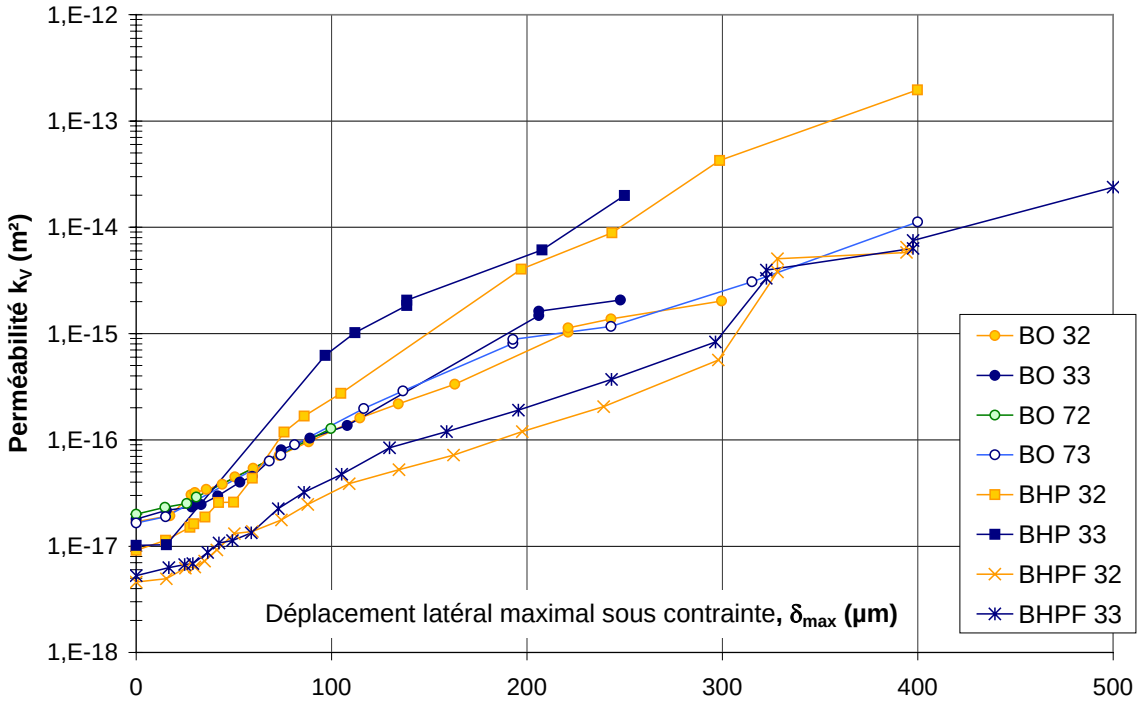


Figure 34 : *Evolution de la perméabilité des bétons en fonction du déplacement latéral maximal sous contrainte*

Plusieurs étapes peuvent se distinguer :

Pour δ_{max} petit, c'est à dire $\delta_{max} < 15$ µm, le disque est sollicité dans sa phase élastique ; les déformations résiduelles $\delta_{rés}$ enregistrées après déchargement ainsi que les accroissements de perméabilité sont très faibles.

Pour δ_{max} compris entre 15 et 50µm, le pic d'effort correspondant au maximum de la courbe contrainte-déplacement (voir Figure 12) est atteint et dépassé. Les déformations résiduelles après déchargement croissent régulièrement avec δ_{max}. L'augmentation de la perméabilité est de plus en plus sensible au déplacement latéral du disque. Très peu de fissures, voire aucune fissure, sont détectées après examen au vidéomicroscope. Les premières fissures observées apparaissent au centre du disque pour δ_{max} proche de 50µm. Un certain nombre de points de mesure ont cependant été réalisé pour ces états de déformation modérés, dans l'espoir de

pouvoir exploiter la relation entre endommagement-perméabilité précédemment définie (voir § V.1.7) en étudiant la répartition de l'endommagement dans l'éprouvette par une approche continue (voire annexe 4).

Pour δ_{max} compris entre 50 et 150µm, les fissures observées dans le disque ont une ouverture croissante, et sont clairement identifiables tout le long du diamètre sollicité. La perméabilité croît de façon exponentielle selon δ_{max}.

Pour δ_{max} supérieur à 150 µm, les fissures créées dans le disque sont visibles à l'œil nu et souvent d'autres fissures connexes apparaissent. L'augmentation de la perméabilité dans un repère logarithmique s'infléchit et la dispersion des points de mesure augmente légèrement.

Autour de 200 µm, la perméabilité du BO et du BHP est proche de 10^{-15} m² et les écoulements gazeux lors des essais de perméabilité deviennent turbulents. A 300µm environ, les fibres métalliques du BHP cassent. Des bruits caractéristiques ainsi que des pertes de raideur du disque lors de la sollicitation sont observés. La perméabilité des disques de BHPF fait alors un saut d'environ un ordre de grandeur.

Il est à noter que les évolutions de perméabilité pour les différents disques d'un même béton sont assez proches dans l'ensemble, même si quelques divergences sont observées pour les déplacements δ_{max} supérieurs à 120 µm ou pour les disques de BHP.

Cependant, pour un même béton, l'effet de ces déplacements sur l'augmentation de la perméabilité des disques est relativement proche. Chaque famille de courbes relative à un type de béton se distingue clairement. Ainsi il apparaît que l'augmentation de la perméabilité des BHP est nettement plus importante que celle des BO. Les BHP, moins perméables à l'origine, apparaissent plus perméables que les BO pour un déplacement de 50 µm. Par contre le BHP fibré, jusqu'à δ_{max} = 300 µm a une perméabilité constamment inférieure à celle du BO et son augmentation de perméabilité est comparable à celle du BO. Lorsque les fibres cassent sous l'effet de l'ouverture croissante des fissures, la perméabilité du BHPF est alors comparable à celle du BO.

V.2.3.2. Relation entre le déplacement latéral sous contrainte et le déplacement latéral résiduel

Les déplacements latéraux considérés sont : le déplacement maximal atteint sous contrainte δ_{max}, et le déplacement résiduel, $\delta_{rés}$, c'est à dire le déplacement lié aux déformations plastiques latérales qui est le déplacement enregistré cinq minutes après le déchargement complet du disque. Ces deux déplacements, δ_{max} et $\delta_{rés}$, sont la moyenne des déplacements enregistrés par les deux capteurs situés de part et d'autre du disque (voir § IV.2.2.1).

Le déplacement latéral maximal visé est de 15µm pour le premier cycle. Cette valeur est ensuite généralement incrémentée entre chaque cycle successif de valeurs croissantes comprises entre 5 µm et 100 µm. Les incréments de déplacement visés sont pour certains disques plus importants, de l'ordre de 75 µm environ dès les premiers cycles de chargements. Cela permet de vérifier, pour les différents disques d'un même béton, le recoupement entre les valeurs de déplacements résiduels, $\delta_{rés}$, et les déplacements maximaux, δ_{max}. Pour les disques

comprenant plusieurs cycles sur l'intervalle de déplacements δ_{max} considéré, la valeur cumulée des déplacements résiduels correspond à celle du déplacement résiduel obtenu pour un cycle unique, (voir " BO 73 ", en Figure 35).

En règle générale il apparaît qu'une relation linéaire propre à chaque béton existe entre δ_{max} et $\delta_{rés}$. Cette relation est surtout vérifiée pour les déplacements modérés, lorsque δ_{max} est inférieur à 200 µm pour les disques de BO et de BHPF et lorsque δ_{max} est inférieur à 50 µm pour les disques de BHP, voir Figure 35 et Figure 36.

Pour de faibles déplacements, les recouvrements respectifs semblent relatifs aux résistances de chaque béton. Ainsi le recouvrement du déplacement latéral du BO est inférieur à celui du BHP, qui est lui même inférieur à celui du BHPF.

Le recouvrement des déplacements latéraux après déchargement est matérialisé sur les Figure 35 et Figure 36 par la distance entre la droite d'équation $\delta_{max} = \delta_{rés}$ et les points expérimentaux (doubles flèches noires). Le recouvrement des déplacements tend à diminuer avec l'accroissement de δ_{max}. Cette diminution est plus marquée pour les disques de BHP que pour les disques de BO et de BHPF.

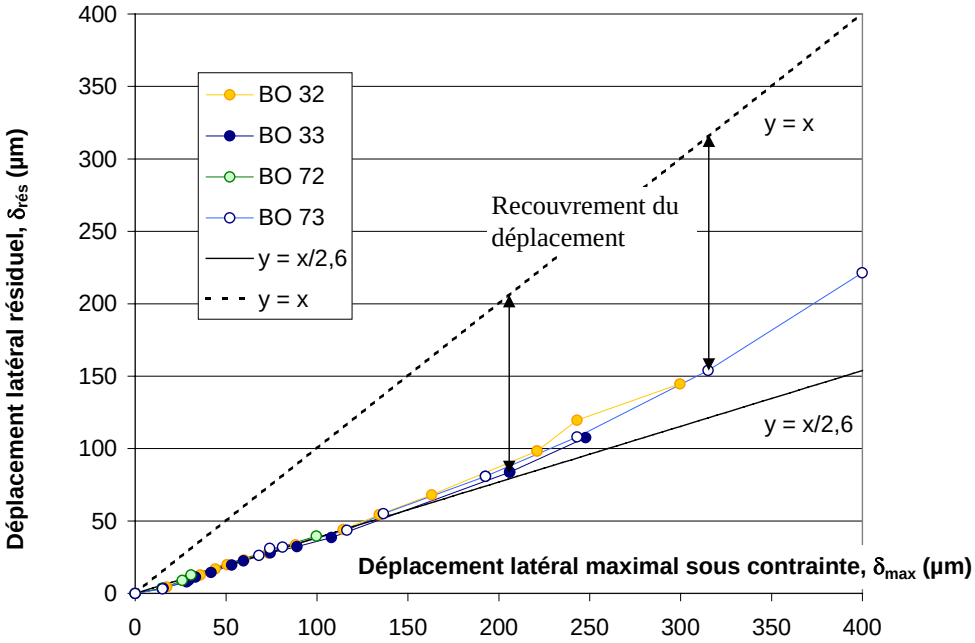


Figure 35 : *Relation entre le déplacement latéral résiduel et le déplacement maximal sous contrainte pour le BO sollicité en traction par fendage*

Les fibres procurent aux BHP le recouvrement des déplacements le plus important. Cependant, lorsque δ_{max} est supérieur à 300 µm, les fibres se cassent ou se déchaussent et le recouvrement des déplacements diminue, (voir Figure 36).

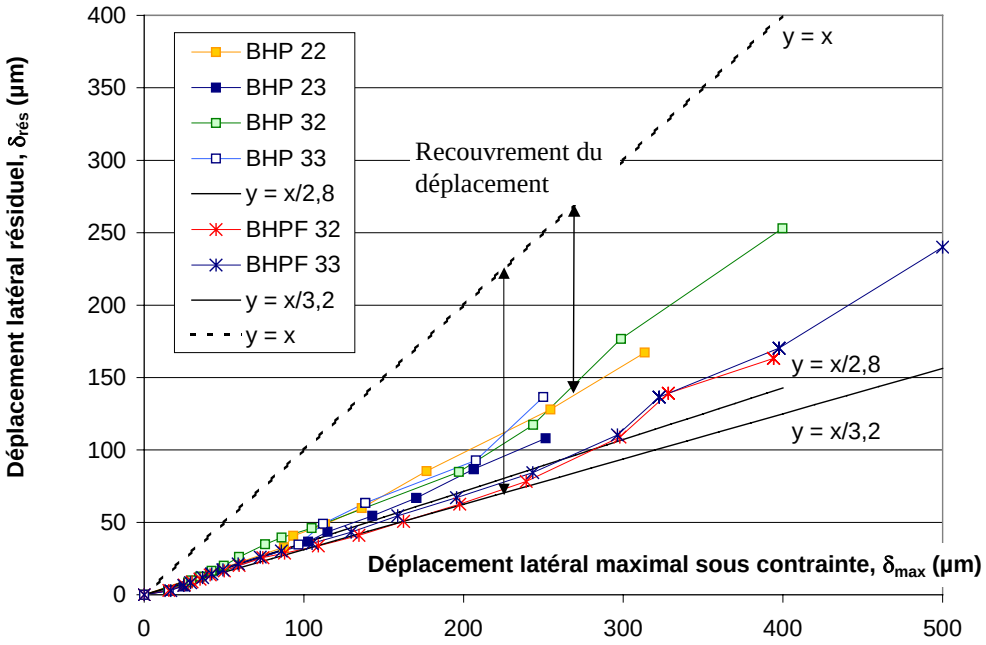


Figure 36 : *Relation entre le déplacement latéral résiduel et le déplacement maximal sous contrainte pour le BO et le BHP sollicités en traction par fendage*

La détermination des déplacements résiduels semble concordante entre tous les disques d'un même béton. De plus, la plage de variation de $\delta_{rés}$ est suffisamment étendue (0-250 µm) pour que ce paramètre puisse servir de paramètre caractéristique de l'état de fissuration des disques.

Le déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$, est donc le paramètre le plus significatif pour comparer les évolutions de perméabilité mesurées après déchargement des disques. $\delta_{rés}$ peut d'ailleurs être relatif à une ouverture cumulée de fissures dans le disque dont la perméabilité est testée, (voir § V.2.6.2(2)).

V.2.4. Evolution de la fissuration des disques

V.2.4.1. Cartographie des fissures

La cartographie des fissures est réalisée manuellement à l'aide d'un vidéomicroscope, (voir § IV.2.2.3(2)). Un exemple du suivi de la fissuration d'un échantillon de BO sur chacune de ses faces est présenté en Figure 37. (Un autre exemple, pour un disque de BHP est présenté en annexe 5.)

Il est important de noter que l'utilisation de granulats calcaires (4-20 mm) pour le BO, procure à ce béton une grande adhérence pâte-ganulat. Toutes les fissures observées sur les échantillons de BO traversent les gros granulats. Les fissures obtenues sur les BO pour l'essai de fendage sont assez rectilignes. Pour les BHP, la taille des plus gros granulats est nettement

inférieure (12,5 mm) et il arrive aussi que les fissures traversent les granulats, si bien que les fissures sont aussi relativement concentrées autour du diamètre sollicité. Les fibres contenues dans le BHPF n'ont pas d'effets notables sur la configuration de la fissuration pour des déplacements δ_{max} inférieurs à 150 µm. Pour des déplacements supérieurs, il semble que les fibres engendrent davantage de fissures parallèles à la fissure initialement créée.

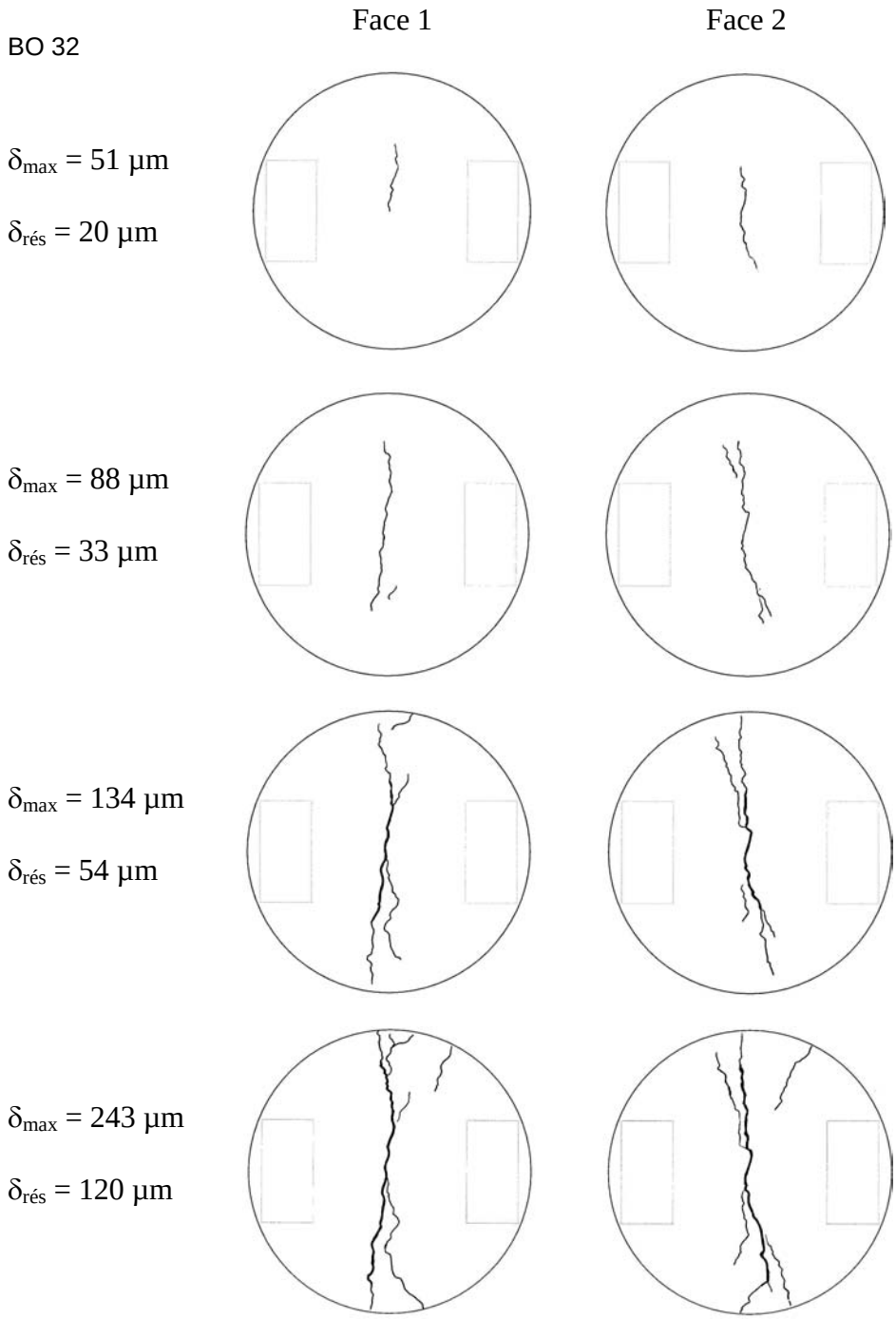


Figure 37 : *Cartographie de la fissuration apparente sur les deux faces d'un disque de BO pour différentes étapes de déformation latérale maximale*

Généralement une fissure est initiée au centre du disque, et se propage le long du diamètre sollicité. L'ouverture de cette fissure augmente, ainsi que sa longueur, lorsque le déplacement latéral du disque augmente. Cette fissure demeure très souvent la fissure principale du disque, c'est à dire la fissure dont l'ouverture est la plus importante, même si souvent d'autres fissures connexes apparaissent. Son ouverture est souvent plus importante au centre.

Lorsque δ_{max} est supérieur à 150 µm, des fissures obliques, relatives au cisaillement du matériau autour des appuis, apparaissent, mais leurs longueurs et leurs ouvertures sont limitées.

V.2.4.2. Mesure et suivi de l'ouverture de la fissure principale après déchargement, w_1

Dès qu'une fissure est identifiée, deux rectangles d'environ 2 mm de largeur, sécants à la fissure sont dessinés sur le disque. Ces rectangles sont situés préférentiellement dans des zones où la fissure est isolée et est aisément observable, (meilleur contraste). Dans cette zone, un zoom est effectué sur la fissure, au plus fort grossissement, de manière à évaluer la largeur de la fissure avec le maximum de précision (voir annexe 5). L'échelle des prises de vue à ce grossissement est préalablement déterminée à partir d'un micromètre (lame de verre comportant des graduations micrométriques).

Lorsque δ_{max} est supérieur à 50µm, des images au fort grossissement de ces zones sont enregistrées après chaque étape de sollicitation. Le suivi de l'ouverture de la fissure au fil des cycles de sollicitations est ainsi effectué en des régions précises situées de part et d'autre du disque.

Outre les zones repérées, les ouvertures de la fissure principale sont mesurées en plusieurs endroits, situés dans un rayon inférieur à 40 mm autour du centre du disque. L'ouverture moyenne de la fissure principale, w_1, est évaluée en tenant compte de la moyenne de ces mesures. Il existe parfois une différence de l'ordre de 40 % d'une face à l'autre. Cette distorsion apparaît principalement lorsque l'ouverture moyenne est supérieure à 60µm. Pour une ouverture moyenne inférieure, les mesures de w_1 sur chaque face sont relativement proches.

La Figure 38 montre l'évolution de l'ouverture moyenne de la fissure principale, w_1, en fonction des déformations latérales résiduelles du disque, $\delta_{rés}$.

L'évolution de w_1 varie linéairement avec le déplacement latéral $\delta_{rés}$. Globalement, $w_1 \cong 0{,}5\ \delta_{rés}$. L'augmentation de l'ouverture de fissure w_1 des disques de BHP est légèrement plus importante pour les BHP que pour les BO. Au delà de 120 µm de déformation latérale résiduelle, les fibres agissent et réduisent sensiblement w_1.

Par la suite l'ouverture w_1 peut être considérée comme proportionnelle à $\delta_{rés}$.

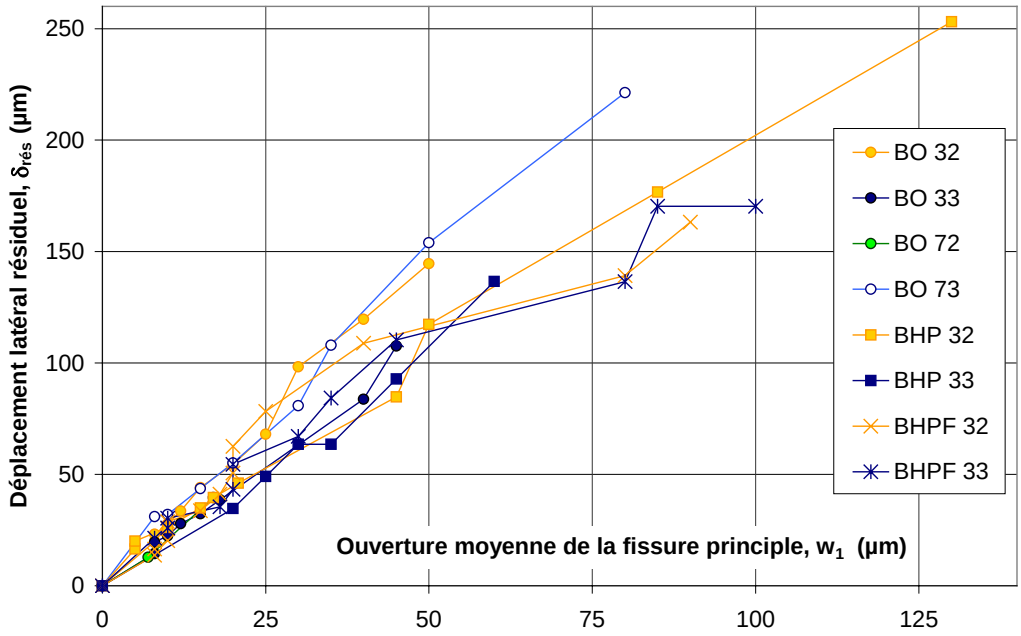


Figure 38 : *Evolution des ouvertures de la fissure principale selon les déformations latérales résiduelles des disques*

V.2.5. Mesure de la perméabilité au gaz d'échantillons fissurés

La perméabilité au gaz est mesurée selon le protocole défini au § IV.3.2. Les échantillons sollicités en fendage peuvent présenter des augmentations importantes de perméabilité. Le détendeur 0-300 hPa du dispositif est alors utilisé (voir § IV.3.2.3).

Lorsque l'écoulement est laminaire, l'évaluation du coefficient β_k (cf § II.3.2.3(1)) est effectuée. La diminution du coefficient β_k selon le déplacement latéral résiduel des disques de béton est observée.

Ensuite, la transition laminaire-turbulent des écoulements gazeux dans les fissures contraint à changer de méthode de détermination de la perméabilité intrinsèque des échantillons.

V.2.5.1. Evolution du coefficient β_k

Cinq mesures de perméabilité apparente sont au minimum effectuées. Lorsque davantage de mesures sont effectuées, ce sont les valeurs pour les plus faibles pressions d'injection qui sont retenues pour la détermination de la perméabilité intrinsèque selon la méthode de Klinkenberg ainsi que pour celle du coefficient β_k associé. Lorsque l'écoulement devient turbulent, pour une pression relative d'injection supérieure à 0,15 MPa, la détermination de β_k n'est plus

réalisable, et la perméabilité intrinsèque est déterminée en considérant les écoulements turbulents sur la plage de pressions supérieures (voir §V.2.5.2).

Etant donné les évolutions importantes de la perméabilité des éprouvettes au cours des cycles de sollicitation, le coefficient β_k est, dans cette étude, évalué avec une précision estimée à ± 15%. La Figure 39 présente la diminution de β_k selon le déplacement latéral résiduel des disques de béton.

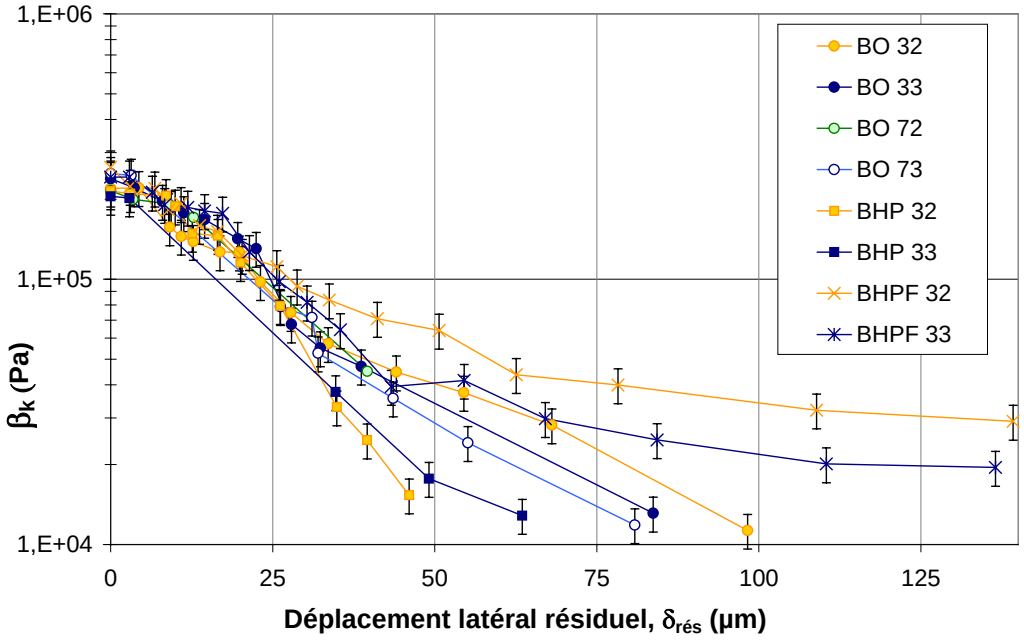


Figure 39 : *Evolution du coefficient β_k selon le déplacement résiduel des disque sollicités en traction par fendage*

Une diminution de β_k (c'est à dire du rapport du débit des écoulements par glissement, Q_{gliss} sur le débit des écoulements visqueux, Q_{visq}) d'environ un ordre de grandeur est observable. Cette diminution confirme l'élargissement du réseau poreux emprunté par le fluide lors de la percolation à travers l'échantillon (cf § II.3.2.3(1)).

Les valeurs de β_k sont proches pour chaque disque sain, mais divergent au-delà de 30 µm de déplacement latéral résiduel. La diminution est plus marquée pour les disques de BHP que pour les disques de BO. La percolation du gaz dans les disques de BHP se fait donc par des chemins d'écoulement de plus larges diamètres hydrauliques à déplacement latéral égal. L'endommagement est probablement plus rapidement localisé, il se crée alors moins de fissures et/ou la rugosité de ces fissures est inférieure à celle des autres bétons.

Les fibres ont une influence notable sur la largeur des chemins d'écoulement pour des déplacements latéraux inférieurs à 140µm. Les disques présentent une fissuration plus diffuse, dont l'ouverture moyenne est largement inférieure à celle des bétons non fibrés [SHA 01].

Lorsque les valeurs de β_k sont proches de 100 hPa, la proportion des écoulements par glissement pour une pression relative d'injection de 0,1 MPa est inférieure à 5%. La mesure

de perméabilité apparente peut alors être seule considérée, c'est à dire que les écoulements par glissement peuvent être négligés par rapport au débit global.

V.2.5.2. Transition entre écoulement laminaire et écoulement turbulent

Pour les faibles valeurs β_k, (pour des valeurs proches de 100 hPa), au cours d'un essai comprenant une série de mesures à différentes pressions d'injection, différents types d'écoulements coexistent : écoulement par glissement , écoulement laminaire, et écoulement turbulent.

Lorsque la transition entre les écoulements se présente, de 7 à 9 pressions d'injection différentes sont appliquées et pour chaque pression, les perméabilités apparentes sont déterminées, (voir § II.3.2.2).

(1) Observation de la transition dans le repère $k_A = f(1/P_m)$

Pour un disque de BO, sollicité jusqu'à un déplacement latéral de 222 µm sous contrainte, les mesures de perméabilité apparente sont reportées dans le repère $k_A = f(1/P_m)$, voir Figure 40.

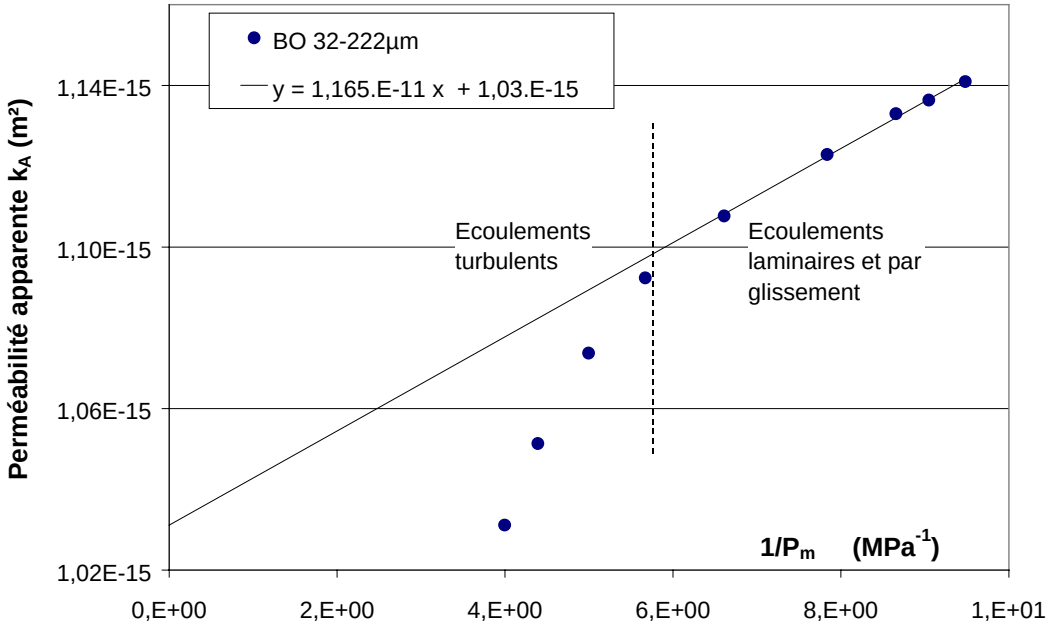


Figure 40 : *Transition entre écoulements laminaire et turbulent au cours de l'essai : Détermination de la perméabilité d'un échantillon fissuré à partir des mesures de perméabilité apparente pour les faibles pressions d'injection selon la méthode de Klinkenberg*

Il apparaît clairement que dans ce repère, les points de mesure ne sont plus alignés, notamment pour les pressions d'injection les plus importantes, pour lesquelles l'écoulement devient turbulent. Une régression linéaire selon la méthode de Klinkenberg (voir § II.3.2.3(1)), sur l'ensemble des points de mesure conduirait à une mauvaise corrélation et à une sous-évaluation de la perméabilité intrinsèque. Par contre, une régression linéaire peut être envisagée sur les points de mesure correspondant aux cinq pressions différentielles les plus faibles. En l'occurrence, une perméabilité intrinsèque de $1{,}03.10^{-17}m^2$ est déterminée pour un coefficient de corrélation supérieur à 0,998.

(2) Observation de la transition dans le repère $1/k_A = f(Q)$

Pour le même disque de BO, pour le même état de fissuration, les mesures de perméabilité apparente sont reportées dans le repère$1/k_A = f(Q)$, où Q est le débit de gaz de sortie, (voir Figure 41).

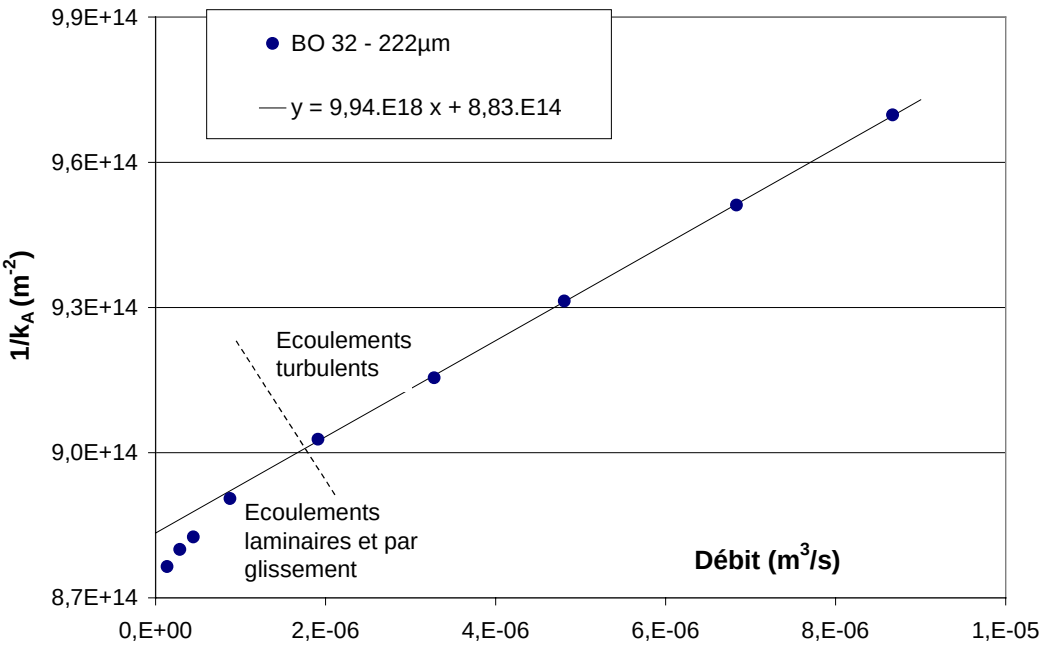


Figure 41 : *Transition entre écoulements laminaire et turbulent au cours de l'essai : Détermination de la perméabilité d'un échantillon fissuré à partir des mesures de perméabilité apparente pour les débits les plus importants*

Dans le cadre d'écoulements turbulents, selon l'équation (II-44), l'ordonnée à l'origine de la régression linéaire des points de mesure reportés dans le repère $1/k_A = f(Q)$ permet de déterminer l'inverse de k_A, Voir § II.3.2.4(1).

Cependant une régression linéaire sur l'ensemble des points de mesure conduirait à un mauvais coefficient de corrélation et à une surévaluation de la perméabilité intrinsèque. En effet, pour les mesures correspondant aux plus faibles débits, c'est à dire aux plus faibles pressions d'injection, la part des écoulements visco-inertiels est négligeable devant celle des écoulements par glissement, et la perméabilité apparente est surévaluée. Par contre, de

manière identique à la méthode précédente, une régression linéaire peut être envisagée sur les points de mesures correspondant aux cinq pressions différentielles les plus importantes. En l'occurrence une perméabilité intrinsèque de $1{,}13.10^{-17}$ m^2 est déterminée pour un coefficient de corrélation supérieur à 0,999.

L'écart entre les perméabilités intrinsèques obtenues à partir de chacune des deux méthodes de détermination est donc relativement faible. Pour l'ensemble des disques testés, le couple de points correspondant aux valeurs de k_V déterminées selon les deux méthodes est représenté lorsque la transition des écoulements a été observée durant les mesures de perméabilité. Pour l'ensemble des disques, l'écart entre les deux valeurs de k_V respectives à chacune des méthodes n'excède pas 15 %. La transition entre ces deux méthodes de détermination est donc vérifiée et est aisément applicable aux mesures de perméabilité aux gaz.

(3) Nombre de Reynolds

Il peut être considéré que l'essentiel du débit gazeux s'opère par la fissure principale d'ouverture w_1 définie § V.2.4.2. Cette hypothèse peut être justifiée par la forme de l'équation de la perméabilité de milieux fissurés, (voir § V.2.6.2(1)).

En considérant que l'écoulement se produit à travers une fissure d'ouverture w_1, de largeur ℓ, et de longueur L, le nombre de Reynolds, Re (défini équation (II-47)), est calculé à partir du débit mesuré, Q, dans l'échantillon par la relation suivante :

$$Re = \frac{2\rho v\, w_1}{\mu} = \frac{2MP_m}{RT\mu}\frac{Q}{\ell} \qquad \text{(V-3)}$$

Pour chaque condition de pression d'injection, la masse volumique du gaz, ρ, est calculée à partir de la pression moyenne P_m, (voir § II.3.2.2)

Il est à noter que dans le cas d'une fissure d'ouverture w_1, le diamètre hydraulique d_h de la section de percolation tend vers 2 w_1 puisque $\ell >> w_1$. Dans ces conditions, il est observé que l'écoulement transitoire se produit pour un nombre de Reynolds supérieur ou égale à 3 (voir Figure 40 et Figure 41).

Globalement, pour un échantillon fissuré sur toute son épaisseur, la perméabilité intrinsèque, k_V, peut donc être déterminée avec une bonne précision par la méthode de Klinkenberg si $Re \leq 3$. Pour $Re \geq 5$, la détermination de k_V implique la considération des écoulements visco-inertiels, c'est à dire, la détermination de la perméabilité dans le repère $1/k_A = f(Q)$, (voir § V.2.5.2(2)).

V.2.6. Evolution de la perméabilité en fonction du déplacement latéral résiduel

La fiabilité de la détermination du déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$ en fonction de δ_{max} permet d'utiliser ce paramètre pour comparer les évolutions de perméabilité des disques, (voir § V.2.3.2). Par la suite, ce paramètre relatif à l'état de déformation plastique est considéré comme significatif de l'état de déformation du disque dont la perméabilité est testée.

V.2.6.1. Influence de la teneur en eau

Pour les quatre disques de BHP testés, deux modes de préconditionnnement ont été adoptés. Les disques BHP n°22 et n°23 n'ont pas subi de séjour en étuve ventilée, (voir § V.2.2.2). Leur degré de saturation moyen est nettement supérieur à celui des autres disques (voir Tableau V-3) et leur perméabilité originelle est inférieure d'un ordre de grandeur, environ 10^{-18} m^2 contre 10^{-17} m^2, pour les disques séchés en étuve (BHP n°32 et n°33). Cet écart de perméabilité entre les disques demeure significatif jusqu'à un déplacement latéral résiduel de l'ordre de 20 µm tandis que pour un déplacement $\delta_{rés}$ supérieur, les perméabilités des quatre disques sont très proches (voir Figure 42).

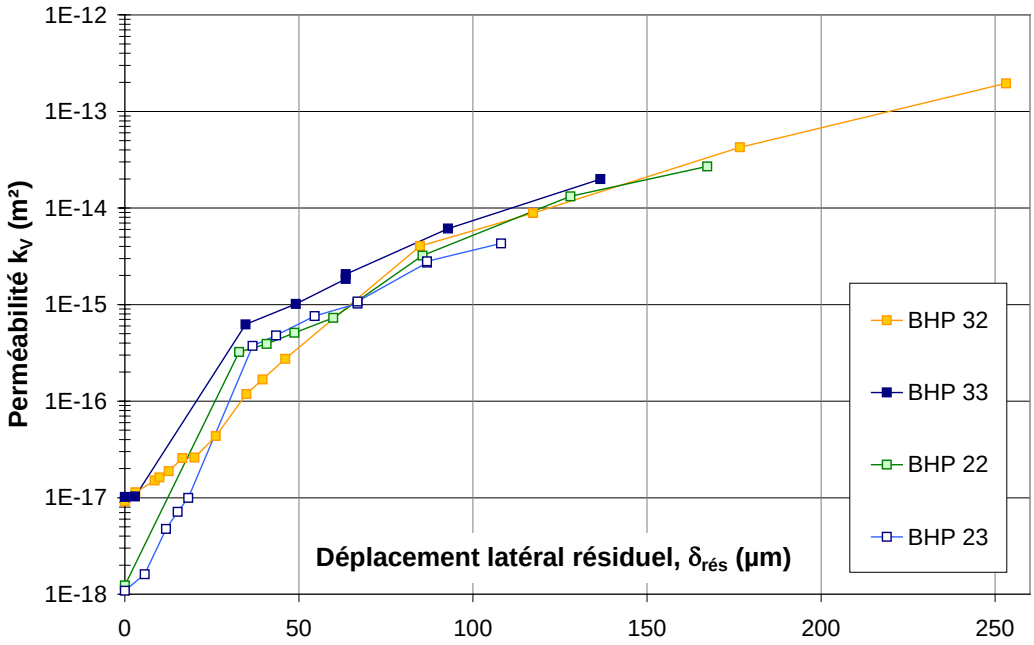


Figure 42 : *Evolution de la perméabilité des disques de BHP après deux modes de préconditionnement, en fonction du déplacement latéral résiduel*

L'analyse de ces résultats montre que durant la mesure de perméabilité, ce sont les réseaux de fissures qui contrôlent l'essentiel du flux de gaz. Les observations conduites sur la perméabilité d'éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale conduisent à la même analyse (voir § V.1.5.2) : un séchage plus important implique le drainage des pores les plus fins

permettant une percolation plus importante du gaz à travers le matériau sain ou très peu endommagé. Mais lorsque des fissures sont présentes, ce drainage a une influence mineure sur le flux global de gaz, puisque dès lors, c'est le flux empruntant les fissures qui contrôle l'essentiel du débit de gaz à travers l'éprouvette. Cette influence diminue d'autant plus que l'ouverture des fissures dans le matériau croît.

Par la suite, l'évolution du rapport d'accroissement de perméabilité $k_V(d)/k_Vo$ est étudiée pour chaque disque. De manière analogue aux éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale, ce rapport d'accroissement diminue lorsque le degré de saturation moyen des éprouvettes décroît, (voir § V.1.5.2).

V.2.6.2. Formulation théorique de l'accroissement de la perméabilité des disques fissurés

En première approche, il peut être considéré que seules des fissures d'ouvertures w sont créées selon le diamètre de sollicitation dans le disque. La vitesse d'un écoulement laminaire dans une fissure est exprimée par l'équation (III-9), (voir § III.2.2.1). En reprenant le schéma présenté Figure 23 (voir § V.1.3.2), le flux de gaz traversant un disque fissuré peut être représenté comme la somme du flux traversant un échantillon sain de perméabilité, k_Vo et du flux empruntant uniquement les fissures créées c'est à dire traversant un échantillon constitué d'une matrice imperméable fissurée. Dans le cas de fissures, cette dernière perméabilité peut être exprimée par k_V', dont l'expression est définie équation (III-10) (cf § III.2.2.1). L'accroissement de perméabilité absolu, $k_V(d) - k_Vo$ peut donc s'écrire selon la relation suivante :

$$k_V' = k_V(d) - k_Vo \qquad \text{(V-4)}$$

Le calcul de k_V' nécessite la connaissance de ξ (facteur correctif relatif à la tortuosité et la rugosité des parois de la fissure) et de Δ (distance moyenne entre les fissures). Dans la pratique la valeur de Δ n'est pas aisément accessible. Δ peut aussi être évaluée en considérant l'inverse, $1/\Delta$, c'est à dire la longueur cumulée des fissures par unité de surface, voir équation (V-5). Les disques présentent une section d'environ 10^{-2} m² et la longueur des fissures observées peut être considérée comme stable, et proche de 10^{-1} m, voir Figure 43.

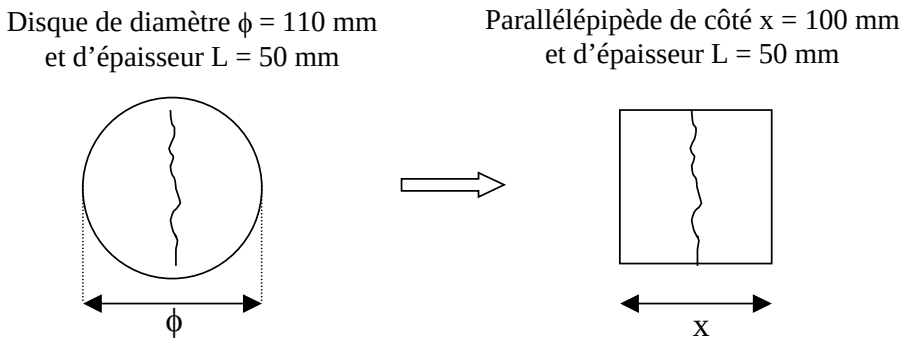


Figure 43 : *Calcul de Δ, distance moyenne entre chaque fissure*

La grandeur Δ peut alors être approchée selon la relation suivante.

$$\Delta = \frac{S}{\bar{l}} \cong \frac{0.1}{n} \qquad \text{(V-5)}$$

où n est le nombre de fissures traversant le disque.

A partir de l'équation (V-4), l'équation (III-10) appliquée au cas des disques fissurés peut être approchée par la relation suivante :

$$k_v' = \frac{\xi}{\Delta}\frac{w^3}{12} \cong \frac{10\,\xi}{n^2}\frac{w^3}{12} \qquad \text{(V-6)}$$

La valeur de ξ peut être approchée selon deux méthodes : soit la valeur de l'accroissement absolue de perméabilité, k_V', est supposée connue et le paramètre ξ est ajusté pour que la fonction w = f(k_V') corresponde aux w mesurées, soit w est supposé connu et le paramètre ξ est ajusté pour que la fonction k_V' = f(w) corresponde aux k_V' mesurés.

(1) Ouverture d'une fissure en fonction de l'accroissement absolu de perméabilité

Lorsqu'un disque présente plusieurs fissures, celles-ci ne sont pas toutes de la même ouverture. Comme la perméabilité varie selon l'ouverture w élevée à la puissance 3, si une fissure a une ouverture deux fois plus petite qu'une autre, pour des longueurs égales, seulement 11 % du flux global emprunterait cette fissure. L'influence des fissures secondaires, est donc mineure sur la perméabilité mesurée du disque. Par la suite, il peut être considéré l'approximation selon laquelle, le nombre de fissures, n, vaut 1.

Connaissant l'accroissement absolu de perméabilité, $k_V(d) - k_Vo$, il est possible de trouver une ouverture théorique w d'une seule fissure de 0,1 m de longueur et dont le facteur correctif est ξ, en écrivant l'équation (V-6) sous la forme suivante :

$$w = \sqrt[3]{\frac{12\left(k_V(d) - k_V o\right)}{10\,\xi}} \qquad \text{(V-7)}$$

En fonction de ξ, diverses valeurs de w peuvent être obtenues. Il est ensuite intéressant de comparer ces valeurs aux ouvertures de fissures, w_1, mesurées par vidéomicroscopie.

En ajustant les valeurs de w calculées par la relation (V-7), à l'ouverture mesurée de la fissure principale traversant le disque, w_1 (voir § V.2.4.2), les valeurs de ξ obtenues pour les différents bétons sont les suivantes : 0,01 pour les BHPF ; 0,03 pour le BO ; et 0,1 pour le BHP. Les valeurs de ξ sont obtenues avec une bonne concordance entre les différents disques d'un même béton.

Compte-tenu de la fissuration des disques (voir§ V.2.4.1), il existe d'autres fissures qui ne sont pas prises en compte et qui participent, dans une moindre part, à l'augmentation de la perméabilité. Les valeurs de ξ calculées précédemment sont donc probablement surévaluées.

Cependant, ces valeurs sont conformes à celle trouvées par divers auteurs, [GER 96a], [EDV 99], [TOR 99].

Il est à noter qu'une variation du coefficient ξ entre 0,01 et 0,1 n'entraîne qu'une variation d'un facteur d'environ 2 de $\xi^{1/3}$ et ne change donc pas l'ordre de grandeur de l'ouverture des fissures calculée. Par conséquent, les ouvertures de fissures mesurées sont cohérentes avec les accroissements de perméabilité observés. Cependant, les valeurs du paramètre correctif ne peuvent pas être ajustées avec précision par une telle approche. De plus, seules les mesures relatives aux disques dont la fissure est décelable ($\delta_{rés}$ > 25 µm) ont été prises en compte.

(2) Relation théorique entre le rapport d'accroissement de perméabilité et la déformation latérale résiduelle.

Le déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$, peut être considéré comme la somme des ouvertures de fissures développées dans l'axe perpendiculaire à la mesure de $\delta_{rés}$ [WAN 97]. Cela suppose que toute déformation plastique positive, à une échelle macroscopique, se traduit par l'apparition d'au moins une fissure. Si le disque comporte n fissures, le déplacement résiduel, $\delta_{rés,}$ mesuré aux extrémités d'un segment l_δ perpendiculaire à l'orientation de ces fissures peut alors s'écrire selon l'équation (V-8) :

$$\delta_{rés} = \sum_{i}^{n} w_i \qquad \text{(V-8)}$$

La difficulté de cette approche réside dans le fait que la distribution des tailles de fissures créées n'est pas connue. En première approche, il peut être considéré n fissures d'ouvertures et de longueurs quasiment identiques. Leurs ouvertures peuvent alors être considérées comme l'ouverture moyenne des fissures $\overline{w}$:

$$\overline{w} = \frac{\delta_{rés}}{n} \qquad \text{(V-9)}$$

L'équation (III-9), appliquée aux disques dont la déformation résiduelle est $\delta_{rés}$, peut donc s'écrire sous les formes suivantes :

$$k_v' = \frac{\xi}{\Delta}\frac{w^3}{12} = \frac{\xi}{\Delta n^3}\frac{\delta_{rés}^{\ 3}}{12} \qquad \text{(V-10)}$$

Pour un nombre de fissures constant ou une longueur de fissuration constante, l'accroissement de perméabilité absolu serait donc proportionnel au déplacement résiduel élevé à la puissance 3, ($\delta_{rés}^3$).

La déformation plastique latérale moyenne du disque ε_r est le rapport du déplacement latéral résiduel $\delta_{rés}$ sur la longueur de référence de cette mesure l_δ. Par ailleurs, la distance moyenne entre fissures, Δ, est le rapport de cette longueur sur le nombre de fissures traversant l'échantillon.

$$\overline{w} = \frac{l_\delta \, \overline{\varepsilon}_r}{n} = \Delta \, \overline{\varepsilon}_p \qquad \text{(V-11)}$$

L'équation (V-10) peut donc aussi s'écrire selon une relation dépendante de la déformation plastique positive du matériau :

$$k_v' = \frac{\xi \, \Delta^2 \, \varepsilon_r^{\,3}}{12} \qquad \text{(V-12)}$$

Selon B.Gérard, [GER 96a], cette dernière relation a été utilisée par divers auteurs travaillant notamment sur le thème du couplage hydromécanique de barrage. Dans ce cas, il est souvent considéré un coefficient pondérateur β_f, tel que $w = \beta_f \, \Delta \, \varepsilon_r$. Ce coefficient déterminé de manière empirique est d'environ 0,9, par ailleurs l'espacement moyen Δ entre les fissures est considéré comme indépendant des déformations du matériau, ce qui revient à considérer, pour les disques sollicités, un nombre n constant de fissures de longueur fixe.

A partir des équations (V-4) et (V-10), en prenant en compte le coefficient pondérateur β_f, le rapport d'accroissement de la perméabilité $k_V(d) / k_Vo$ peut donc s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{k_V(d)}{k_Vo} \cong 1 + \frac{\xi \, \beta_f^{\,3}}{k_Vo \, \Delta} \frac{\delta_{rés}^{\,3}}{12 \; n^2} \qquad \text{(V-13)}$$

Le rapport d'accroissement de la perméabilité est fonction du déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$, et du nombre de fissures n dans le disque.

V.2.6.3. Evolution du rapport d'accroissement des perméabilités

Les rapports d'accroissement de la perméabilité des différents bétons sont présentés puis comparés selon les paramètres des relations théoriques ajustés aux résultats expérimentaux.

(1) Formulation de la relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et le déplacement latéral résiduel

Dans un premier temps, la relation de proportionnalité entre l'accroissement de perméabilité absolu ($k_V(d) - k_Vo$) et $\delta_{rés}^3$ est évalué en ajustant une relation définie par les paramètres α et γ pour $\Delta = 0{,}1$.

$$\frac{k_V(d)}{k_Vo} \cong 1 + \frac{10\alpha}{k_Vo} \frac{\delta_{rés}^{\,\gamma}}{12} \qquad \text{(V-14)}$$

L'ajustement se fait par la minimisation de la somme $\Sigma = \ln(\Delta k^2)$, où Δk est la différence entre les rapports d'accroissement de perméabilité expérimentaux et théoriques (définis par la relation (V-14)).

Les valeurs de ξ et de γ relatives à chaque type de béton sont présentées dans le Tableau V-4 :

	BO	BHP	BHPF
α	$1{,}7.10^{-3}$	20.10^{-3}	$1{,}9.10^{-3}$
γ	3,03	3,09	3,11

Tableau V-4 : *Récapitulatif des paramètres de la fonction d'évolution* $k_V(d)/k_Vo = f(\delta_{rés})$

Les valeurs de α sont peu significatives étant donné les fluctuations de l'exposant γ. Par contre, les valeurs de γ, très proches de 3, confirment la relation quasi-linéaire entre k_V' et $\delta_{rés}^3$. Par conséquent l'ouverture des fissures est donc le paramètre déterminant. La valeur de l'espacement moyen des fissures, Δ (m), relatif à la densité de fissuration a une moindre influence.

Par la suite, γ est donc fixé à 3 et le paramètre α, égal au produit $\xi.\beta_f^3$ pourra ainsi être comparé pour chaque béton.

Afin de recouper les valeurs de ξ qui peuvent être obtenues par l'ajustement de la relation $w = f(k_V')$, avec celles obtenues par l'ajustement d'une relation du type $k_V' = f(w)$, il convient d'introduire les mêmes hypothèses simplificatrices (cf § V.2.6.2(1)). Le disque est donc supposé être traversé par une seule fissure de 0,1 m de longueur et d'ouverture w variable.

En considérant la relation (V-13), le paramètre $F = \xi.\beta_f^3$ est donc ajusté avec n=1, pour chaque béton. La relation considérée est donc la suivante :

$$\frac{k_V(d)}{k_Vo} \cong 1 + \frac{F}{k_Vo\ \Delta}\ \frac{\delta_{rés}^{\ 3}}{12\ n^2} \qquad \text{(V-15)}$$

k_Vo est la valeur moyenne des perméabilités des disques sains considérés. L'ajustement se fait par la minimisation de la somme $\Sigma = \ln(\Delta k^2)$, où Δk est la différence entre les rapports d'accroissement de perméabilité expérimentaux et théoriques (définis par la relation (V-15)).

(2) Evolution de la perméabilité relative du BO

La Figure 44 montre l'évolution du rapport d'accroissement de la perméabilité $k_V(d)/k_Vo$ des disques de BO en fonction de leur déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$. La courbe en trait continu est la courbe définie par la relation (V-15) pour F = 1,93.

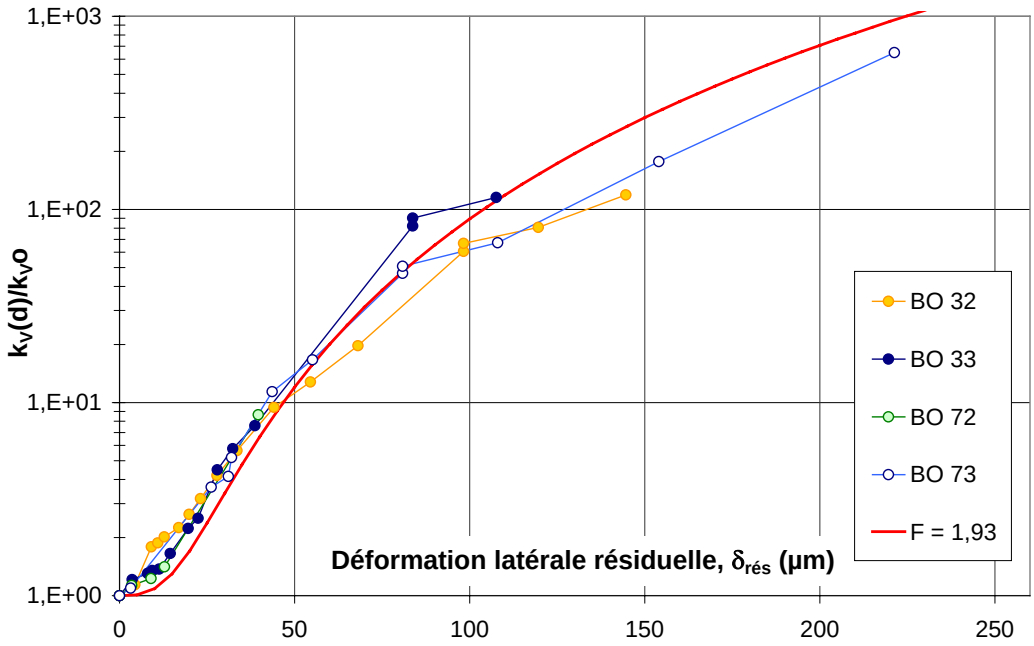


Figure 44 : *Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BO en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$*

(3) Evolution de la perméabilité relative du BHP

La Figure 45 montre l'évolution du rapport d'accroissement de la perméabilité $k_V(d)/k_Vo$ des disques de BHP en fonction de leur déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$. Deux familles de courbes se distinguent, l'une relative aux disques séchés à 105°C (BHP 32 et BHP 33) et l'autre relative aux disques séchés à 20°C (BHP 22 et BHP 23). Le degré de saturation de ces deux derniers disques étant supérieur à celui des deux autres, leur perméabilité originelle respective k_Vo est inférieure d'environ un ordre de grandeur, (cf V.2.6.1).

Il est intéressant de noter que les courbes ajustées sur chacune des deux familles aboutissent à des coefficients F très proches. Le rapport d'accroissement de perméabilité défini par la relation (V-15) est donc vérifié pour différentes teneurs en eau moyennes.

Les courbes en trait continu sont les courbes définies par la relation (V-15), pour le même coefficient F moyen, F = 1,93. Elles sont relatives à chacune des deux familles dont les valeurs de $k_V o$ sont différentes.

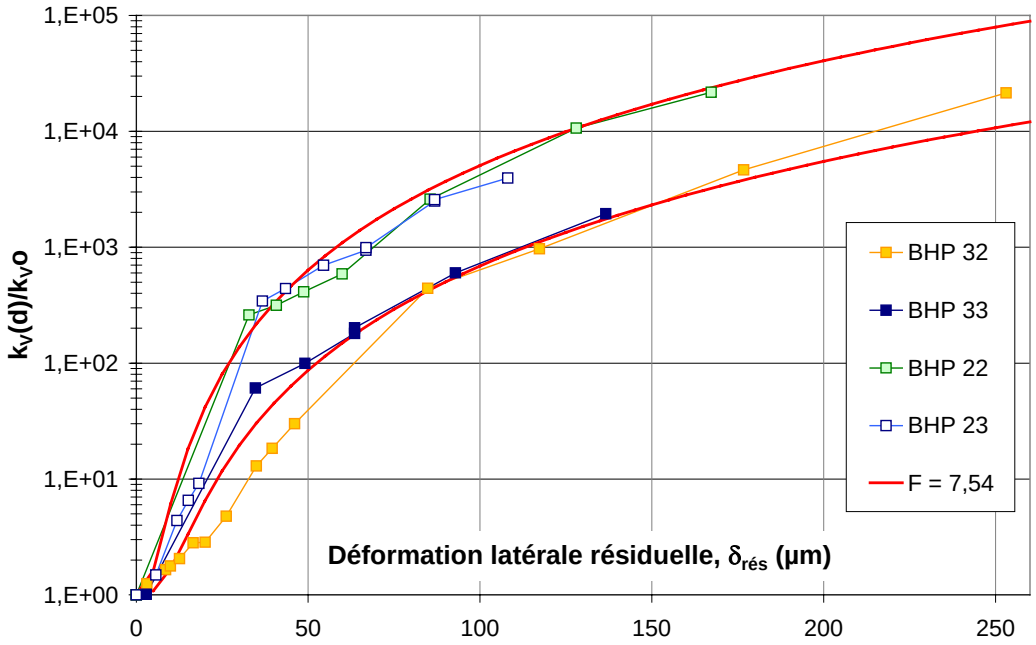


Figure 45 : *Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BHP en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$*

(4) Evolution de la perméabilité relative du BHPF

La Figure 46 montre l'évolution du rapport d'accroissement de la perméabilité $k_V(d)/k_V o$ des disques de BHP en fonction de leur déplacement latéral résiduel, $\delta_{rés}$. La courbe en trait continu est la courbe définie par la relation (V-15) pour F = 1,93.

L'évolution réelle de la perméabilité des BHPF en fonction de $\delta_{rés}$ comprend 3 phases :

– Pour $\delta_{rés} < 20$µm, les fibres n'ont pas d'effets particuliers sur la microfissuration de la matrice cimentaire. L'évolution du rapport de perméabilité est comparable à celle du BHP.

– Pour $40 < \delta_{rés} < 130$ µm, les fibres sont mobilisées (cf courbe contrainte-déplacement, annexe 3). Sous contraintes, elles agissent et créent une fissuration plus diffuse dans le disque [SHA 01]. Il se crée plusieurs fissures diminuant l'ouverture de la fissure principale w_1, d'autre part, les fibres procurent un recouvrement du déplacement latéral un peu plus important lors du déchargement. Ces effets conjugués font que la perméabilité est alors nettement diminuée, par rapport aux bétons non fibrés.

– Pour $\delta_{rés}$ > 130 µm, les fibres ont cédé durant la sollicitation, c'est à dire à environ 300µm de déformation latérale sous contrainte (voir § V.2.3.1). Elles se sont déchaussées ou pour la plupart, se sont cassées. Certaines fissures se sont alors agrandies et la participation des fibres au recouvrement du déplacement latéral n'est plus assurée (voir § V.2.3.2). La perméabilité subit alors une augmentation d'environ un ordre de grandeur.

Le coefficient F est ajusté sur l'ensemble de ces trois phases. Il apparaît alors que la perméabilité modélisée par la courbe est surévaluée pour la phase comprise entre 20 et 130 µm de déplacement latéral résiduel.

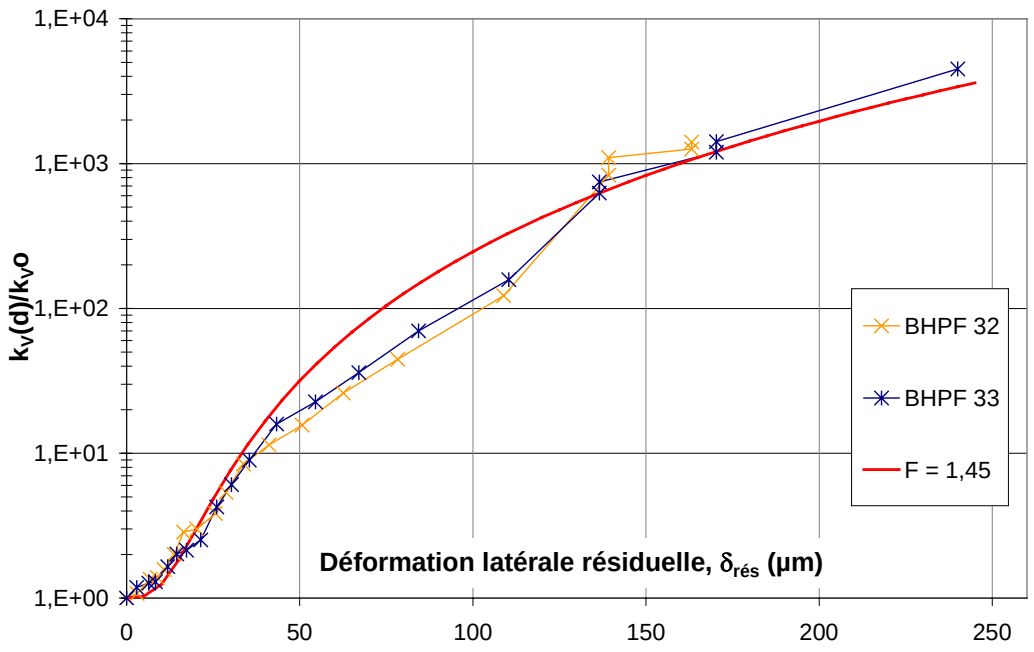


Figure 46 : *Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BHPF en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$*

(5) Analyse du facteur correctif ξ

Pour chaque béton, la fonction entre $\delta_{rés}$ et $k_V(d)/k_Vo$, définie par la relation (V-15), est particulièrement adaptée à l'ajustement des valeurs expérimentales. Elle est dans tous les cas ajustée avec une précision satisfaisante. Il est à noter cependant, pour chacun des disques, une légère sous-évaluation des valeurs expérimentales par cette relation, pour les faibles valeurs de déplacement résiduel, inférieures à 20 µm pour les BHP, et 40 µm pour le BO. Il peut être supposé que pour ce stade, les déformations plastiques résiduelles ne se traduisent pas forcément par l'ouverture de fissures dans le matériau, mais peuvent provenir de la dégradation de la microstructure, se traduisant par une microfissuration diffuse et quasi-isotrope dans un zone située autour du diamètre sollicité du disque. A ce stade, une évolution de la perméabilité relative à un endommagement diffus du matériau serait plus adaptée,

(cf, V.1.7). La perméabilité globale de l'éprouvette devrait néanmoins tenir compte de la répartition de cet endommagent continu dans l'éprouvette (cf annexe 4).

L'ajustement du paramètre F sur l'ensemble des points de mesure permet de déterminer le produit $\xi.\beta_f^3$ relatif à chaque béton. Le Tableau V-5 récapitule l'ensemble des valeurs relatives à ξ.

Etant donné l'hypothèse simplificatrice introduite (voir § V.2.6.2(1)), selon laquelle, le disque est supposé être traversé par une seule fissure de 0,1 m de longueur et d'ouverture w variable, la relation observée entre le déplacement latéral résiduel et l'ouverture de la fissure principale, $w_1 \cong 0{,}5\delta_{rés}$, (cf § V.2.4.2), traduit l'approximation suivante : $\beta_f \cong 0{,}5$.

Dans la deuxième ligne du Tableau V-5, figurent alors en gras les valeurs de ξ calculées en posant $\beta_f = 0{,}5$.

	BO	BHP	BHPF
$F = \xi\ \beta_f^3$	$1{,}93.10^{-3}$	$7{,}54.10^{-3}$	$1{,}46.10^{-3}$
Valeur de ξ pour $\beta_f = 0{,}5$	**0,015**	**0,060**	**0,012**
Valeur de ξ ajustées à partir de w_1	0,03	0,1	0,01

Tableau V-5 : *Récapitulatif des valeurs relatives au paramètre correctif ξ*

Les valeurs de ξ obtenues par l'ajustement de la relation $w = f(k_V')$ sont comparables, avec celles obtenues par l'ajustement d'une relation du type $k_V' = f(w)$. Il est à noter que les valeurs de la dernière ligne du tableau sont relatives à une approche de ξ par excès, (voir § V.2.6.2(1)).

La rugosité des parois des fissures, relative au paramètre correctif ξ, semble donc plus importante pour le BO que pour le BHP. Il peut donc être supposé, que pour une fissuration apparente identique, (ouverture et densité ou espace moyen entre fissures Δ), l'augmentation absolue de la perméabilité, relative au flux circulant dans les fissures, est plus importante dans le cas d'un BHP que dans le cas d'un BO.

V.2.7. Conclusions

Les mesures de la perméabilité au gaz d'échantillons en cours de fissuration nécessite des mesures sur une plage de pressions d'injection étendue. La transition des écoulements laminaire – turbulent dans les fissures peut ainsi être détectée. La détermination de la perméabilité peut être effectuée selon deux méthodes en fonction des conditions d'écoulement. Ces méthodes aboutissent à des perméabilités intrinsèques k_V concordantes aux points de transition.

Lorsque l'échantillon est fissuré, ce sont les fissures qui contrôlent le débit gazeux à travers l'échantillon indépendamment du degré de saturation du béton. De plus, dans la configuration des sollicitations, c'est la fissure principale dont l'ouverture w_1 est la plus importante qui conditionne la globalité de l'écoulement. L'ouverture maximale des fissures est donc le paramètre déterminant. La valeur de l'espacement moyen des fissures relatif à la densité de fissuration a une moindre influence.

De manière générale, l'accroissement absolu de la perméabilité $k_V(d) - k_Vo$ dans le plan perpendiculaire à l'axe i est proportionnel à la déformation moyenne positive $<\varepsilon_{rj}>_+$, élevée à la puissance 3, si $<\varepsilon_{rj}>_+ > \varepsilon_{tj}$.

Plus généralement, pour un déplacement $\delta_{rés}$, mesuré de part et d'autre d'une zone fissurée, selon un axe i, perpendiculaire au plan d'orientation préférentielle des fissures, l'accroissement absolu de la perméabilité après déchargement selon ce plan est proportionnel à $\delta_{rés}^3$. Globalement, en considérant les déformations positives plastiques moyennes selon l'axe i $<\varepsilon_{ri}>_+$, et la déformation au pic de résistance en traction ε_{ti}, cette relation de proportionnalité peut aussi s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} &\text{Si } \langle \varepsilon_{ri} \rangle_+ \geq \varepsilon_{ti} \text{ , alors} \\ &\left(k_V(d) - k_Vo\right) \propto \langle \varepsilon_{ri} \rangle_+^{\,3} \end{aligned} \qquad \text{(V-16)}$$

où $k_{Vi}(d)$ et $k_{Vi}o$ sont les perméabilités intrinsèques du matériau fissuré et respectivement du matériau sain selon l'axe d'écoulement i considéré (perpendiculaire à l'axe j).

Le coefficient de proportionnalité est cependant délicat à déterminer avec précision. Il dépend notamment de la nature du béton considéré. Outre le coefficient β_f, relatif à la distribution de la taille des fissures selon les déformations positives, le coefficient ξ est déterminant.

La rugosité des parois des fissures créées est plus importante pour le BO que pour le BHP. Pour une fissuration apparente identique, (ouverture et densité ou espace moyen entre fissures Δ), l'augmentation absolue de la perméabilité, peut apparaître plus importante dans le cas d'un BHP que dans le cas d'un BO. Les fibres du BHPF agissent selon divers modes. Elles diminuent l'ouverture de fissure maximale en créant une fissuration plus répartie dans le matériau soumis à un champ de contraintes localisé. En outre, il semble aussi que les fibres créent une rugosité supplémentaire s'opposant à la percolation du fluide dans les fissures. Pour un déplacement $\delta_{rés}$ équivalent, le BHPF présente une perméabilité inférieure ou égale à celle du BO.

Chapitre VI. Perméabilité à l'eau et diffusivité hydrique de bétons endommagés

La mesure de perméabilité à l'eau de bétons fissurés est un préalable utile à la détermination de la diffusivité et de la perméabilité à l'eau d'échantillons sains ou peu fissurés. Dans le cas de bétons fissurés, le volume d'eau percolant est en effet une mesure directement accessible.

VI.1. Perméabilité à l'eau des bétons fissurés

Cette étude consiste à mesurer le débit d'eau percolant à travers les fissures créées dans les disques sollicités en traction par fendage.

VI.1.1. Préparation des éprouvettes

A l'issue du dernier cycle de sollicitation par fendage et après avoir subi un dernier test de perméabilité au gaz, (voir § V.2), les éprouvettes sont enrobées sur leurs faces latérales par un ruban d'aluminium adhésif constituant un second dispositif d'étanchéité latérale en plus des deux couches de résine époxy précédemment enduites. Le ruban adhésif permet surtout de prévenir certains décollements de la couche de résine durcie observés sous l'effet des gradients de pression à la surface des échantillons servant à tester le dispositif.

La teneur en eau globale des disques a été maintenue constante tout au long des cycles précédents de sollicitations et de perméabilité au gaz. Elle est cependant variable selon les disques considérés. Pour un essai de perméabilité à l'eau, il convient de saturer complètement l'échantillon. Cependant cette opération contraignante ne présente en principe pas d'intérêt pour les échantillons fissurés, dans la mesure où il est prévisible que la quasi totalité du flux empruntera les macro-fissures existantes qui seront saturées en premier lieu.

L'opération consistant à saturer les échantillons par une imbibition préalable a néanmoins été réalisée sur quelques disques (BO 72 et BHP 32) à titre de comparaison avec les autres mesures effectuées directement sur les disques partiellement séchés. Dans ce cas, l'imbibition du disque s'effectue par une de ses faces planes. Le disque est plongé sur une face dans 4 cm d'eau. L'eau, par capillarité parvient alors en quelques heures à saturer le réseau de fissures créé autour du diamètre sollicité. Les fissures principales sont mises en évidence par l'eau qui dessine une zone humide lorsqu'elle parvient sur la face opposée demeurée à l'air (voir annexe 6).

VI.1.2. Evolution dans le temps de la perméabilité à l'eau des échantillons fissurés

VI.1.2.1. Evolution du débit d'eau de sortie sous gradient de pression constant

Les mesures de débit se déroulent pour chaque disque durant au moins 80 minutes. Globalement, les diminutions de débit d'eau observées durant la première heure sont présentées dans le Tableau VI-1.

	30 minutes	60 minutes
BHP et BHPF	10 %	20 %
BO	18 %	30 %

Tableau VI-1 : *Réduction du flux d'eau à travers un disque de béton fissuré sous gradient de pression constant en fonction du temps*

Une réduction de débit comparable est observée dans diverses études de perméabilité à l'eau de bétons fissurés [WAN 97], [ALD 99a], [EDV 99]. De telles mesures menées sur différents bétons semblent montrer que la réduction du débit d'eau dans le temps dépend essentiellement de l'ouverture de fissure et du gradient de pression d'eau, [EDV 99].

Cependant, cette réduction du débit d'eau découle d'un processus de réactions chimiques entre le matériau et le fluide de percolation (voir § II.5.2.3(2)).

VI.1.2.2. Observation et analyse du phénomène à l'origine de la diminution de débit

Durant les essais, l'eau recueillie dans le becher est trouble. Un dépôt blanchâtre apparaît sur les lèvres de la fissure (voir annexe 6), ainsi que sur les parois du becher. Ce sont les aspects visuels des phénomènes de dissolution-précipitation qui s'opèrent.

L'attaque du béton par des eaux douces (peu minéralisées) chargées plus ou moins de dioxyde de carbone (entre 15 et 30 mg/l) et de pH compris entre 5,5 à 6,5 se déroule conformément à un processus de dissolution-précipitation qui peut se décomposer en plusieurs phases [DUV 92], [EDV 99] :

– Première phase : dissolution de la portlandite :

$$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \rightarrow Ca(HCO_3)_2$$

L'eau amenée à percoler à travers le béton se sature progressivement en bicarbonates, suite à la dissolution de la portlandite et, à un degré moindre, des C-S-H. Cette phase correspond à une décalcification du béton. Les bicarbonates solubles sont entraînés par le flux d'eau et génèrent des zones dégradées de porosité plus importante.

– Deuxième phase : précipitation de carbonate de calcium :

$$Ca(HCO_3)_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2CaCO_3 + 2H_2O$$

Lorsque la solution de bicarbonate vient en contact avec d'autres cristaux de portlandite, il y a précipitation de carbonate de calcium ($CaCO_3$), très peu soluble. Cette précipitation est à l'origine de la diminution de la section de percolation.

– Troisième phase : la précipitation réalisée lors de la phase précédente permet à nouveau la formation de bicarbonate par dissolution de certains composés hydratés, c'est à dire la répétition de la première phase du processus.

La deuxième phase est à l'origine de l'aspect visible du processus. Cette dernière phase est accélérée à l'air libre lorsque la solution percolante vient au contact du dioxyde de carbone atmosphérique. Le lessivage de la portlandite se manifeste donc souvent visuellement, par la formation à la surface du béton de concrétions, de stalactites, de coulures ou d'efflorescences blanchâtres provoquées par la précipitation de carbonate de calcium [DUV 92].

Il semble que la conséquence de la deuxième phase, c'est à dire la diminution de la section de percolation soit momentanément active dans le cas de la percolation de l'eau à travers un réseau poreux non fissuré, face à l'augmentation de la porosité globale du matériau générée par la première phase du processus. Cependant, dans le cas de milieux fissurés, la diminution du débit de l'eau circulant dans les fissures est observée sur des périodes de plus de 50 jours, et cette diminution de la section de percolation conduit dans certains cas (faible ouverture de fissure) à un colmatage quasi complet des fissures [EDV 99]. Donc paradoxalement, l'attaque du béton par l'eau douce constitue un facteur limitatif de la conductivité hydraulique des fissures créées dans le béton.

Par ailleurs, lorsque le débit percolant à travers la fissure est très faible, il se forme une sorte de gel le long de la fissure sur la face exposée à l'air libre. Les dissolutions et les précipitations conduisent certainement à un accroissement de la viscosité de l'eau lors de la circulation dans la fissure, et à une diminution de la perméabilité apparente (calculée sur la base de la viscosité de l'eau douce originelle).

La diminution du débit d'eau percolant à travers les disques est moins importante pour les disques de BHP ou de BHPF que pour les disques de BO.

Si l'achèvement de l'hydratation de certains composés anhydres peut participer à la réduction du flux d'eau dans les bétons [HEA 98], ce phénomène ne semble pas plus actif dans les BHP dont le rapport E/C est plus faible que celui des BO.

En fait les ciments sont d'autant plus résistants à l'attaque par les eaux douces qu'ils sont moins riches en calcium et ont une grande stabilité chimique. C'est notamment le cas des ciments avec additions minérales (par exemple fumées de silices), dont l'hydratation libère peu de portlandite, tout en générant des C-S-H [DUV 92]. Ce fait expliquerait la réactivité moins importante des BHP au contact de l'eau douce.

VI.1.3. Comparaison des perméabilités mesurées à l'eau et au gaz

Etant donné la diminution du débit d'eau de percolation en sortie (cf VI.1.2) et la sous-évaluation présumée de la mesure de la perméabilité à l'eau du béton (cf II.5.2.3(2)), seules les mesures de débit effectuées durant les 25 premières minutes de percolation sont utilisées pour le calcul de la perméabilité.

Le rapport de la perméabilité mesurée à l'eau k_{eau} sur la perméabilité mesurée au gaz k_{gaz} est présenté en Figure 47. Il est à noter que pour l'ensemble des mesures réalisées, l'utilisation de l'eau ou du gaz donne des résultats qui sont du même ordre de grandeur. L'application de la relation de Darcy aux échantillons de bétons fissurés semble donc valide pour l'eau comme pour un gaz.

VI.1.3.1. Considération de l'écoulement turbulent

En considérant que l'écoulement se produit à travers une fissure d'ouverture w_1, de largeur ℓ, et de longueur L, le nombre de Reynolds défini par l'équation (V-3), est calculé à partir du débit mesuré, Q, dans l'échantillon par la relation suivante :

$$Re = \frac{2\rho v w_1}{\mu} = \frac{2\rho_1}{\mu}\frac{Q}{\ell} \qquad \text{(VI-1)}$$

Les valeurs de Re relatives aux écoulements, obtenus lors des ces essais de perméabilité à l'eau sont de l'ordre de 1 et ne dépassent pas 5.

La valeur de Re obtenue pour des écoulements de transition laminaire-turbulent pour du gaz, se situe autour de 3, (voir § V.2.5.2(3)). Les écoulements d'eau dans la fissure peuvent donc être considérés comme laminaires.

Les rapports de perméabilité à l'eau sur la perméabilité au gaz k_{eau}/ k_{gaz} sont présentés Figure 47 :

La Figure 47 présente deux parties, la partie de gauche récapitule les rapports de perméabilité observés pour les disques testés sous un gradient de pression d'eau sans saturation ou imbibition préalable, la partie de droite présente à titre de comparaison les mesures réalisées sur des disques imbibés durant 2 mois avant la mesure selon le protocole défini.

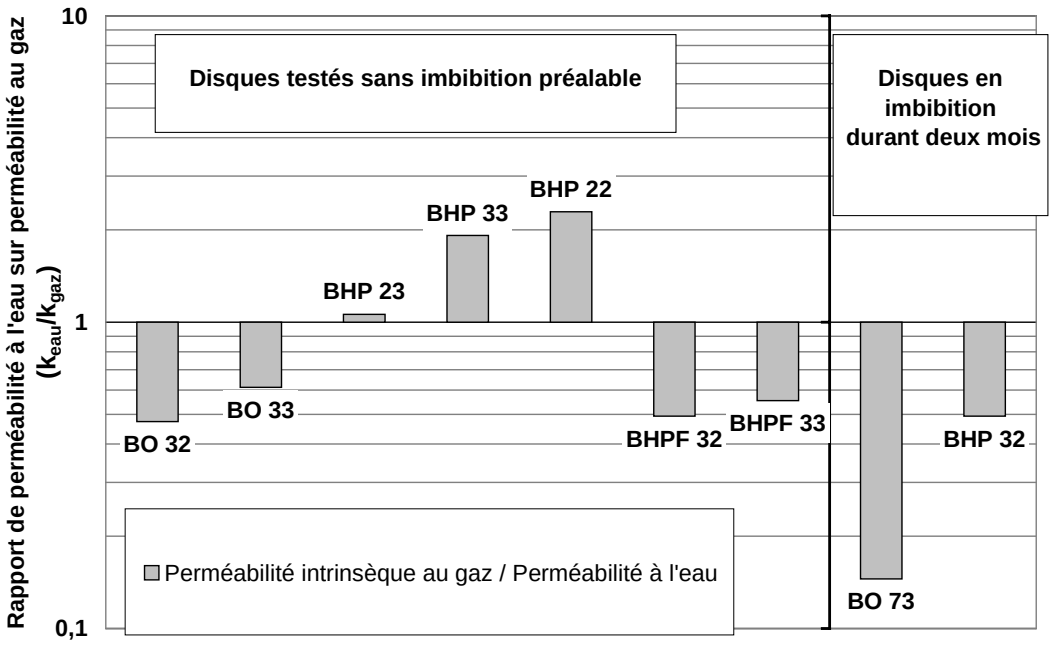


Figure 47 : *Rapport des mesures de perméabilité des disques de bétons fissurés : mesure de perméabilité à l'eau / mesure de perméabilité au gaz*

VI.1.3.2. Comparaisons des rapports k_{eau}/k_{gaz} selon les disques

(1) Disques non imbibés

Il apparaît clairement deux tendances distinctes : La perméabilité à l'eau du BO et du BHPF est inférieure à leur perméabilité mesurée au gaz, tandis que la tendance inverse est observée pour le BHP. Pour le BO et le BHPF, le rapport k_{eau}/k_{gaz} est proche de 0,5, tandis que pour le BO, ce rapport est de l'ordre de 2.

En considérant les hypothèses selon lesquelles, la percolation de l'eau dans un béton dépend essentiellement de l'ouverture de fissure w_1 et du gradient de pression, (voir § VI.1.2.1), le paramètre ξ relatif à la rugosité des parois des fissures dans le matériau est la caractéristique déterminante de ces deux groupes de disques de béton. La valeur de ξ est d'environ 0,02 pour le BO et le BHPF tandis qu'elle est d'environ 0,1 pour le BHP (voir § V.2.6.3(5)).

La rugosité des parois augmente la surface d'échange. D'autre part, la rugosité accroît les turbulences des écoulements qui peuvent entraîner une meilleure dissolution des composés dans l'eau. Ces facteurs combinés engendrent une plus grande réactivité du fluide dans les fissures de rugosité importante et peuvent constituer un élément d'explication entre les valeurs des rapports k_{eau}/k_{gaz} constatés.

(2) Disques imbibés

Les deux disques imbibés présentent des rapports de perméabilité k_{eau}/k_{gaz} qui sont au moins quatre fois inférieurs à ceux des disques de bétons respectifs non imbibés. Le phénomène de colmatage s'est donc opéré durant l'imbibition préalable au test. Durant l'imbibition des disques, le flux d'eau dans la fissure est cependant limité. Le phénomène de colmatage peu donc s'opérer dès lors que l'eau est présente dans les fissures. Le flux accélère probablement un peu le phénomène, puisque de telles réductions sont constatées sous un flux constant au bout de 200 heures environ [ALD 99a], mais son influence reste mineure par rapport au temps d'exposition de la fissure à l'eau [EDV 99].

Une saturation préalable obtenue par une imbibition prolongée des disques entraîne donc une diminution de la perméabilité à l'eau des échantillons fissurés.

(3) Influence de la perméabilité

Les résultats présentés en Figure 47 sont regroupés par catégories de béton. Au sein de chaque catégorie, les disques sont classés par ordre croissant de perméabilité. Il apparaît que lorsque la perméabilité au gaz des disques augmente, le rapport de perméabilité k_{eau}/k_{gaz} augmente.

Lorsque ξ est inférieur à 0,03, c'est à dire pour les disques de BO et de BHPF, plus les ouvertures de fissure w_1 sont faibles, plus le rapport de perméabilité k_{eau}/k_{gaz} diminue. Le rapport k_{eau}/k_{gaz} tend alors vers le rapport généralement constaté sur des bétons sains (environ 10^{-2}).

VI.1.4. Conclusion

La perméabilité à l'eau d'un béton fissuré, diminue au cours du temps d'exposition de la fissure à l'eau. La diminution du débit est d'autant plus importante que les bétons sont riches en calcium et ont une stabilité chimique plus faible. Cette réduction est plus marquée pour le BO que pour les BHP.

Les perméabilités de matériaux fissurés obtenues avec des mesures à l'eau et au gaz peuvent être comparées en considérant les premières mesures de perméabilité à l'eau effectuées dans le temps.

Les phénomènes de précipitation-dissolution qui s'opèrent dans le béton dépendent essentiellement du temps d'exposition des fissures à l'eau, et dans une moindre mesure du débit de percolation ou de l'ouverture des fissures.

Pour une ouverture de fissure principale identique, les rapports de perméabilité k_{eau}/k_{gaz} des disques fissurés testés sont compris entre 0,4 et 2. Ce rapport k_{eau}/k_{gaz} est supérieur à 1 pour le BHP tandis que pour le BO et le BHPF, ce rapport est inférieur à 0,8.

Ces observations tendent à montrer que lorsque le paramètre de rugosité des parois des fissures ξ augmente, la réactivité du fluide dans les fissures augmente et le rapport k_{eau}/k_{gaz} tend à diminuer.

VI.2. Diffusivité hydrique des éprouvettes de béton sollicitées en compression uniaxiale

VI.2.1. Problématique

Le but de ces essais est de réaliser sur des éprouvettes de béton saines ou endommagées, deux imbibitions par la base, l'une sans pression et l'autre sous pression, dans des conditions isothermes.

La gammamétrie permet une mesure non destructive et non intrusive des profils de teneur en eau dans les échantillons au cours du temps (cf § IV.4.1.1). Ces mesures doivent permettre de déterminer la diffusivité hydrique et la perméabilité à l'eau du matériau sain ou endommagé.

De telles mesures ont déjà été réalisées sur des éprouvettes de mortier en imbibition simple à différentes températures [DAI 86], ou sous charge nulle et négative [BEL 92], et sous charge nulle et positive [AOU 97].

Deux types de béton sont étudiés : BO et BHP. La présence de fibres métalliques dans le béton complique les mesures de gammadensimétrie. Le BHPF n'est donc pas pris en compte dans cette partie expérimentale.

VI.2.2. Ecoulements liés aux imbibitions sous pression

Les aspects théoriques de notre étude ont été abordés en première partie, à l'exception d'un point exposé dans ce chapitre, car vraiment spécifique au problème traité. Une première approche de ce problème a été donnée au laboratoire par Mme N. Aouaïssia-Abdallah [AOU 97].

La différence fondamentale entre une imbibition sous charge nulle ou négative et une imbibition sous charge positive, réside dans la présence ou non d'une zone où le matériau est saturé en eau. Dans le cas d'une charge nulle, cette zone est théoriquement inexistante ou est négligeable [PER 98] [DAI 86], tandis que dans le second cas cette zone existe et évolue dans le temps [AOU 97], [DAI 00]. L'équation de diffusivité hydrique classique établie précédemment (équation (II-73)) ne peut plus alors être appliquée à l'ensemble de l'éprouvette. En se plaçant en conditions isothermes, une équation générale des écoulements non saturés est établie, en considérant comme variable selon les cas, la charge hydraulique ou la teneur en eau.

VI.2.2.1. Equation générale des écoulements non saturés

La description du transfert d'eau dans les zones saturées et non saturées repose sur la généralisation des principes développés dans le cas des écoulements à saturation, c'est à dire en fonction d'une variable de pression ou de charge hydraulique H de la phase liquide, définie par la relation suivante :

$$H = h + z \tag{VI-2}$$

où z est la cote verticale comptée positivement vers le haut et h est la pression effective de l'eau. Si le matériau est saturé, H est relatif à la pression motrice ou au niveau piézométrique ($P^*/\rho_l g$) de l'eau dans le matériau. Si le matériau n'est pas saturé, h est fonction de θ. La valeur de h est négative, elle est encore exprimée en mètres de colonne d'eau et correspond à la succion capillaire, ψ ($\psi \equiv h$).

Dans le cas d'une imbibition, la teneur en eau du matériau est croissante en tous points au cours du temps, et la relation $h(\theta)$ relative aux zones non saturées est unique, il n'y a pas de phénomène d'hystérésis à prendre en compte.

La loi de Darcy généralisée aux milieux non saturés, amène à définir les conductivités hydrauliques de la phase liquide $K_l(\theta)$, et de la phase vapeur $K_{vap}(\theta)$, sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique de la phase liquide $\vec{\nabla} H$.

(1) Flux d'eau en phase liquide

En considérant $K_l(\theta)$, la conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$) en phase liquide du milieu non saturé, de teneur en eau volumique θ, le flux massique vertical ascendant d'eau en phase liquide J_l s'écrit selon la relation (II-53) précédemment établie (voir § II.4.2.1) sous la forme suivante :

$$J_l = -\rho_l \, K_l(\theta) \, \frac{\partial H}{\partial z} \tag{VI-3}$$

(2) Flux d'eau en phase vapeur

Les équations (II-57) et (II-58), établies précédemment (voir § II.4.2.2), permettent d'exprimer la densité de flux massique, J_{vap}, de vapeur sous la forme suivante :

$$\vec{J}_{vap} = -\frac{\rho_{vs}}{\rho_l} D_{vap} \vec{\nabla} \varphi \tag{VI-4}$$

Si les conditions locales d'équilibre entre les phases liquide et vapeur sont satisfaites durant le processus de migration de l'eau dans le matériau, la relation de Kelvin (II-51) s'écrit aussi :

$$h = \frac{RT}{M_v g} \ln(\varphi) \tag{VI-5}$$

Soit :

$$\vec{\nabla}\varphi = \frac{g\, M_v \varphi}{RT} \vec{\nabla} h \tag{VI-6}$$

$K_{vap}(\theta)$, la conductivité hydraulique de la phase vapeur d'un matériau (non saturé) à la teneur en eau θ sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique de la phase liquide est alors définie par la relation suivante :

$$K_{vap}(\theta) = \frac{\rho_{vs}}{\rho_l} \frac{g\, M\, \varphi}{RT} D_{vap} \tag{VI-7}$$

Le flux massique vertical ascendant d'eau en phase vapeur, J_{vap}, selon le gradient de charge hydraulique est donné à partir des équations (VI-4) et (VI-7) établies selon l'axe vertical par la relation suivante :

$$J_{vap} = -\rho_l K_{vap}(\theta) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) = -\rho_l K_{vap}(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \tag{VI-8}$$

(3) Conductivité hydraulique globale du matériau K(θ)

La conductivité hydraulique globale du milieu $K(\theta)$ est la somme des conductivités hydrauliques de la phase liquide et de la phase vapeur : $K(\theta) = K_l(\theta) + K_{vap}(\theta)$. La somme des flux massiques $J_l + J_{vap}$ peut donc s'écrire :

$$J_l + J_{vap} = -\rho_l \left(K_l(\theta) + K_{vap}(\theta) \right) \frac{\partial H}{\partial z} = -\rho_l K(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \tag{VI-9}$$

A partir de l'équation (II-65) de continuité ou de conservation de la masse, le terme de flux massique d'eau, donné par la somme $J_l + J_{vap}$, peut être éliminé de la relation (VI-9) :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \right] \tag{VI-10}$$

(4) capacité capillaire c(h)

La charge hydraulique effective h peut aussi être considérée comme variable principale. Il convient alors d'introduire la capacité capillaire c(h) (m^{-1}), définie par la relation suivante.

$$c(h) = \frac{d\theta}{dh} \tag{VI-11}$$

c(h) rend compte de l'aptitude d'un milieu poreux à libérer ou à emmagasiner de l'eau sous l'effet d'une variation de pression [VAU 79].

Il est alors intéressant de noter les relations qui lient les conductivités hydrauliques et les coefficients de diffusivité des phases respectives :

– Pour la phase liquide l'équation (II-54) donne :

$$D_{\theta l} = K_l(\theta)\ \frac{dh}{d\theta} \tag{VI-12}$$

– Pour la phase liquide, les équations (II-61) et (VI-8) mènent aux relations suivantes :

$$D_{\theta vap}\vec{\nabla}\theta = K_{vap(\theta)}\vec{\nabla}h \ \Rightarrow\ D_{\theta vap} = K_{vap(\theta)}\frac{dh}{d\theta} \tag{VI-13}$$

Ces dernières relations permettent de définir le lien entre la conductivité hydraulique globale $K_{(\theta)}$ et la diffusivité hydrique totale D_θ du matériau à l'aide de c(h) :

$$D_\theta = \frac{K(\theta)}{c(h)} \tag{VI-14}$$

$K(\theta)$ et D_θ peuvent être considérées comme fonction de h ou de θ. Par la suite, selon le cas considéré, l'un ou l'autre de ces paramètres peut être utilisé.

(5) Equation de Richards

En considérant h comme la variable principale, l'équation (VI-10), peut alors aussi s'écrire sous la forme de l'équation de Richards (1931), à partir de l'équation (VI-11), [MUS 91], [DAI 93] :

$$\frac{\partial h}{\partial t}c(h) = \frac{\partial}{\partial z}\left[K(\theta)\left(\frac{\partial h}{\partial z}+1\right)\right] \tag{VI-15}$$

Cette équation a l'avantage de décrire le comportement hydrodynamique des zones saturées et non saturées, puisque sa résolution donne le champ de pression. Son applicabilité s'étend donc à l'ensemble de l'éprouvette.

Lorsque $\theta = \theta_{sat}$ le gradient de charge hydraulique motrice H peut être considéré comme le gradient de charge hydraulique h : étant donné la configuration des essais ($H_o = 10$ m) et la taille réduite des éprouvettes, la cote z est négligeable par rapport à la charge hydraulique effective H_o appliquée à la sous face de l'éprouvette (voir Figure 48). C'est à dire que $H_o >> z$, conduit à $\partial h(\theta)/\partial z >> 1$, soit $H \cong h$.

Lorsque $\theta < \theta_{sat}$, la succion dans la zone de condensation capillaire atteint classiquement, pour un mortier ordinaire, des valeurs de l'ordre de 10^3 m dans les conditions de condensation capillaire, c'est à dire pour une teneur en eau intermédiaire ($0{,}04 < \theta < 0{,}08$) [DAI 86]. Pour des éprouvettes de béton, le gradient de charge hydraulique dû à la pesanteur est donc négligeable face au gradient dû à la pression capillaire. En l'occurrence il peut être considéré que $|\psi| >> z$ c'est à dire $\partial h(\theta)/\partial z >> 1$.

Quelle que soit la condition sur θ, dans la configuration des essais réalisés, la relation (VI-15) peut se réduire à la relation simplifiée suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} c(h) = \frac{\partial}{\partial z}\left(K(\theta) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \qquad \text{(VI-16)}$$

VI.2.2.2. Transformée de Boltzmann

En introduisant la variable de Boltzmann, u, (définie selon l'équation (II-74)), la relation (VI-16) s'écrit alors :

$$-\frac{u}{2}\frac{dh}{du} c(h) = \frac{d}{du}\left[K(\theta) \left(\frac{dh}{du} \right) \right] \qquad \text{(VI-17)}$$

Par la suite la résolution des équations par la méthode de Boltzmann nécessite des conditions telles que le milieu puisse être considéré comme semi-infini pour $z > 0$, c'est à dire lorsque les conditions initiales et aux limites suivantes sont réalisées :

Si $t = 0$, $\forall z \geq 0$, (soit $u = \infty$) alors $\theta = \theta_o$

Si $t > 0$ et si $z = 0$, soit $u = 0$, alors $\theta = \theta_{sat}$ et $H = Ho$;

La cote du front d'humidité, z_h, est conventionnellement définie comme la cote à laquelle une élévation de la teneur en eau est décelable à partir de la valeur initiale θ_o (voir Figure 48) :
Si $z > z_h$ alors $\theta = \theta_o$.
Si $0 < z < z_s$, alors $\theta > \theta_o$.

Selon l'équation (II-74), la cote $z_h(t)$ peut s'exprimer selon la variable de Boltzmann $u_h(t)$ par la relation suivante :

$$u_h(t) = \frac{z_h(t)}{\sqrt{t}} \qquad \text{(VI-18)}$$

Remarque : les mesures obtenues peuvent être traitées par la méthode de Boltzmann uniquement si $z_h(t)$ est inférieure à la hauteur de l'éprouvette en imbibition.

Dans le cas d'une imbibition sous pression, la limite entre la zone saturée et la zone non saturée se situe à la cote z_s, cote relative au front de saturation (voir Figure 48) :

Si $z > z_s$ alors $\theta_o \leq \theta < \theta_{sat}$.

Si $0 < z < z_s$, alors $\theta = \theta_{sat}$: l'éprouvette est saturée en eau.

Selon l'équation (II-74), la cote $z_s(t)$ peut s'exprimer selon la variable de Boltzmann $u_s(t)$ par la relation suivante :

$$u_s(t) = \frac{z_s(t)}{\sqrt{t}} \tag{VI-19}$$

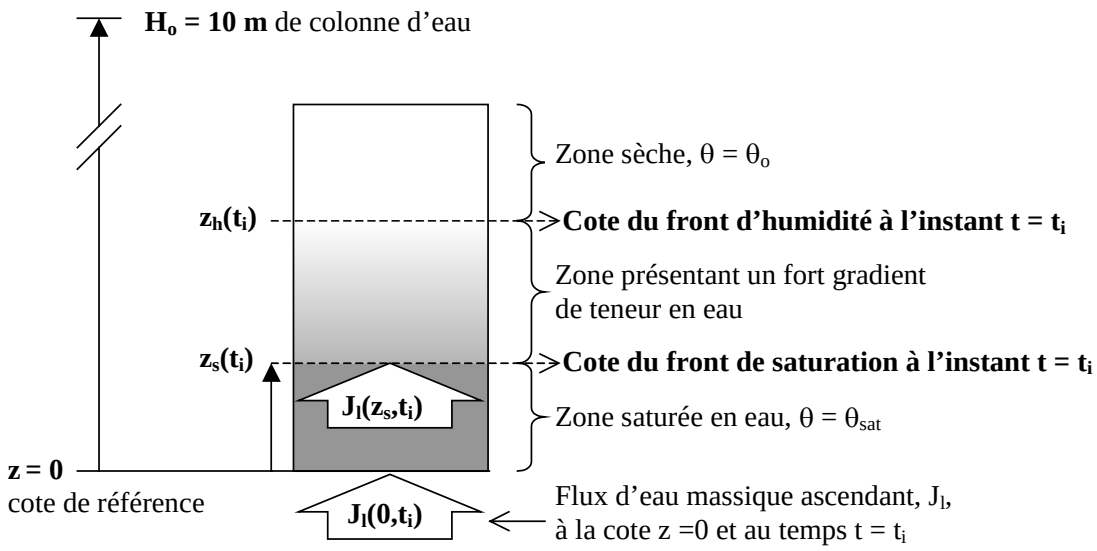


Figure 48 : *Schéma de répartition des teneurs en eau et équivalence des flux d'eau d'une éprouvette en imbibition sous pression*

(1) Zone saturée de l'éprouvette

Si $z < z_s$, $c(h) = 0$, $K_{vap}(\theta_{sat})$ est nulle et $K_l(\theta_{sat})$ représente la conductivité hydraulique (maximale) du matériau à saturation K_l définie par la relation (II-21), par conséquent $K(\theta_{sat}) = K_l$. L'équation (VI-15) se réduit alors à la relation suivante :

$$\frac{d}{du}\left[K_l\left(\frac{dh}{du}\right)\right] = 0 \;\Rightarrow\; \frac{d^2h}{du^2} = 0 \tag{VI-20}$$

Cette équation donne une relation de la forme h = Au + B où A et B sont des constantes qui peuvent être déterminées à partir des conditions aux limites :

Si $t > 0$ et si $z = z_s$, soit $u = u_s$, alors $\theta = \theta_{sat}$ et $H = 0$.

Ces conditions imposent $B = H_o$, puis $A = -H_o / u_s$. La solution de l'équation différentielle (VI-20) peut donc s'écrire :

$$h = H_o\left(1 - \frac{u}{u_s}\right) \qquad \text{(VI-21)}$$

La variable de Boltzmann correspondant à $z_s(t)$, u_s (voir relation (VI-19)), est donc une constante indépendante du temps. Ce point confirme que si l'effet de pesanteur est négligé, le front de saturation dans le matériau progresse selon la racine carrée du temps, quelle que soit la pression d'imbibition [BEA 72]. Donc pour un matériau et une charge hydraulique d'imbibition donnés, u_s est théoriquement constant.

(2) Zone non saturée de l'éprouvette

Si $z > z_s$, la charge hydraulique h est difficilement accessible expérimentalement cependant h est fonction de θ. Sachant que la diffusivité apparente $D_{(\theta)}$ est liée à la conductivité hydraulique $K_{l(\theta)}$ par la relation (VI-14), l'équation (VI-17) peut s'écrire en fonction de θ :

$$-\frac{u}{2}\frac{d\theta}{dh}\frac{dh}{du} = \frac{d}{du}\left[D_\theta\left(\frac{d\theta}{dh}\frac{dh}{du}\right)\right] \qquad \text{(VI-22)}$$

Cette relation est équivalente à l'équation (II-75) qui se résout classiquement à partir de la détermination expérimentale de θ(u) (voir § II.4.3.5).

La répartition de la charge hydraulique h, négative dans la partie non saturée de l'éprouvette, dépend de θ selon la relation de succion du matériau $\psi = f(\theta)$. Dans ce travail, h est supposée connue dans la zone saturée de l'éprouvette uniquement (voir relation (VI-21)). L'allure hypothétique de h dans la globalité de l'éprouvette est représentée schématiquement en Figure 49.

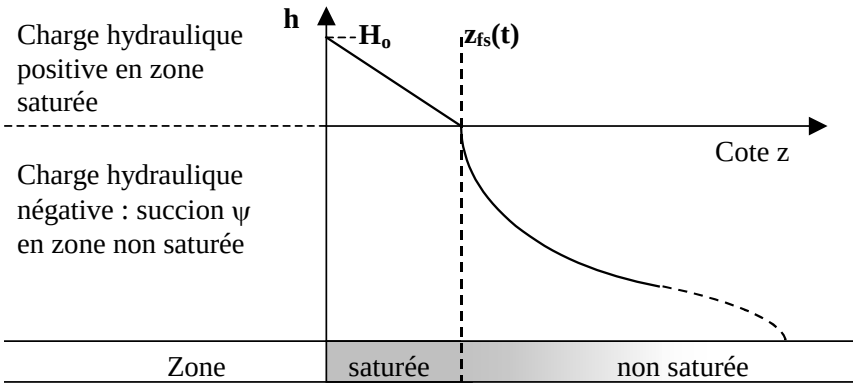


Figure 49 : *Répartition de la charge hydraulique h de la phase liquide dans l'éprouvette*

VI.2.2.3. Calcul de la perméabilité

La variation de la charge hydraulique h dans la zone saturée est linéaire selon z pour un instant t donné et la relation de Darcy s'applique :

$$J_l(0,t) = -\rho_l K_l\left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1\right) = \rho_l K_l\left(\frac{H_o - z_s}{z_s}\right) \qquad \text{(VI-23)}$$

Or dans la configuration de ces essais, il est considéré $H_o >> z_s$. L'équation du flux massique d'eau ascendant à la cote z = 0 peut alors s'écrire à partir de la relation (II-52) :

$$J_l(0,t) = -\rho_l \; K_l \; \frac{H_o}{z_s(t)} \qquad \text{(VI-24)}$$

Le gain de masse Δm_i de l'éprouvette à l'instant $t = t_i$ de l'imbibition s'écrit :

$$\Delta m_i = S\int_0^{t_i} J_l(0,t)\,dt \qquad \text{(VI-25)}$$

soit :

$$\Delta m_i = S\rho_l H_o \int_0^{t_i} \frac{K_l(t)}{z_s(t)}\,dt \qquad \text{(VI-26)}$$

Si les conditions permettant d'établir la relation (II-73) sont satisfaites, la détermination de la diffusivité hydrique du matériau peut être effectuée selon la méthode de Boltzmann. Ces conditions supposent notamment que la phase gazeuse soit à pression constante (pression atmosphérique) et uniforme, que la phase solide soit macroscopiquement homogène, et qu'il n'y ait aucune réaction chimique entre phases. Cette dernière condition implique que $K_l(t)$ est constant au cours du temps et identique en tout point, $K_l(t) = k_V$.

L'équation (VI-26) peut alors s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta m_i = S\frac{\rho_l H_o K_l}{u_s} 2\sqrt{t_i} \qquad \text{(VI-27)}$$

Le volume d'eau infiltré dans l'éprouvette depuis le début de l'essai ΔV_i au temps t_i s'écrit $\Delta m_i = \Delta V_i \rho_l$. La pression hydrostatique au point z = 0 est $\rho_l g H_o$. Cette pression équivaut à la pression différentielle de l'eau à la sous-face de l'éprouvette, c'est à dire à la pression différentielle, ΔP, de l'air dans le réservoir (voir § IV.4.2.2, Figure 16).

La perméabilité à l'eau k_{eau} (m²) selon l'équation (II-21) équivaut à $K_l\mu_l/\rho_l g$ et peut donc être calculée à partir de la relation suivante :

$$k_{eau} = \frac{\mu_l}{2\,S\,\Delta P}\,\frac{\Delta V_i\,u_s}{\sqrt{t_i}} \qquad \text{(VI-28)}$$

Par ailleurs, connaissant les profils de teneur en eau volumique des éprouvettes à l'instant t_i $\theta(z, t_i)$, le volume d'eau infiltré dans l'éprouvette ΔV_i depuis le début de l'essai peut s'écrire :

$$\Delta V_i = S\int_0^L \left(\theta_o - \theta(z,t_i)\right)dz \qquad \text{(VI-29)}$$

ΔV_i est donc obtenu par intégration du profil de teneur en eau sur la longueur de l'éprouvette au temps $t = t_i$. Lorsque t_i est le temps auquel l'imbibition est stoppée, le volume d'eau adsorbé par l'éprouvette peut être vérifié par la prise de masse de l'éprouvette durant l'essai.

Deux types de méthodes de détermination de u_s sont alors possibles pour calculer la perméabilité selon la relation (VI-28) :

– A partir des courbes $\theta = f(z)$ obtenues à différents temps d'imbibition, les cotes maximales pour lesquelles $\theta \cong \theta_{sat}$ donnent z_s. Au temps $t = t_{réf(i)}$, u_s est alors calculée à partir de la relation (VI-19). Mais le point z_s est déterminé avec une précision dépendant de l'intervalle de temps et de cote des scrutations. La précision de la détermination de z_s est alors assez faible surtout lorsque t augmente.

– A partir de la courbe $\theta = f(u)$ résultant des profils de teneur en eau d'une éprouvette imbibée sous pression, u_s représente la limite sous laquelle l'éprouvette est saturée. En d'autres termes, le front de saturation est mobile dans l'espace, mais immobile dans le repère $\theta = f(u)$. Théoriquement la portion de la courbe horizontale correspondant à $\theta = \theta_{sat}$ s'étend de $u = 0$ à $u = u_s$ [AOU 97], (voir Figure 50).

Cependant étant donné l'allure générale des courbes et les incertitudes de mesures pour les points correspondant aux teneurs en eau proches de la saturation, il est très difficile de déterminer cette limite. Une autre méthode de mesure a été adoptée. Elle consiste à évaluer u_s en observant l'écart selon u entre les courbes correspondant aux imbibitions sous pression et sans pression (voir Figure 50). Cela nécessite donc pour chaque matériau dans un état d'endommagement donné, d'effectuer les mesures avec et sans pression.

VI.2.2.4. Calcul de la diffusivité hydrique

La diffusivité hydrique apparente D_θ peut être calculée pour une imbibition sans pression à partir des profils obtenus dans le repère $\theta = f(u)$ et de la relation (II-76). Pour une imbibition sous pression, la courbe $\theta(u)$ est décalée de u_s (voir § VI.2.2.3) et la détermination de D_θ se déduit alors de la relation suivante :

$$D_\theta = -\frac{1}{2\frac{d\theta}{du}}\int_{\theta_o}^{\theta}\left(u(\theta) - u_s\right)d\theta = u_s\left(\theta - \theta_o\right) - \frac{1}{2}\frac{du}{d\theta}\int_{\theta_o}^{\theta} u(\theta)\,d\theta \qquad \text{(VI-30)}$$

Connaissant u_s, D_θ se déduit du graphique $\theta = f(u)$ par la méthode illustrée en Figure 50: théoriquement pour θ donnée, la dérivée de $u(\theta)$ ne change pas, mais sur l'intervalle $(\theta - \theta_o)$, l'intégrale de $u(\theta)$ est augmentée de la valeur $(\theta - \theta_o)u_s$ (aire n°II) dans le cas d'une imbibition sous pression. Cette aire correspond en fait au cas où $u \leq u_s$, c'est à dire correspond à la zone saturée de l'éprouvette où les phénomènes de diffusivité hydrique n'ont plus lieu. Pour une imbibition sous pression, cette aire n°II est donc à soustraire de la valeur de l'intégrale de $u(\theta)$ sur l'intervalle $(\theta - \theta_o)$.

Le résultat final est alors relatif à l'aire n°I, c'est à dire à l'intégrale de $u(\theta)$ sur l'intervalle $(\theta - \theta o)$ dans le cas d'une imbibition sans pression (cf Figure 50).

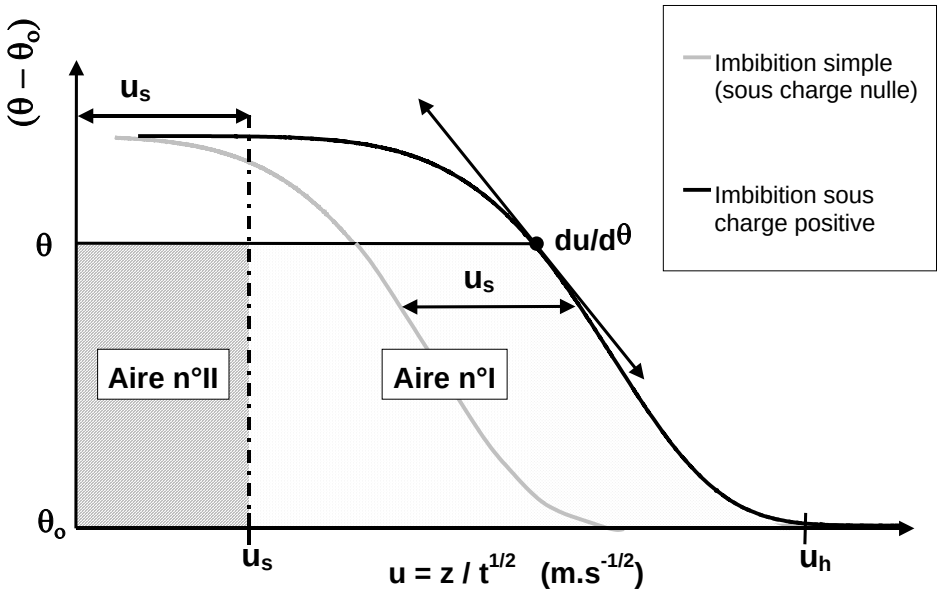


Figure 50 : *Evaluation de la diffusivité hydrique et de la perméabilité d'un béton dans un état d'endommagement donné à partir de la représentation graphique de $\theta = f(u)$ en imbibition simple et en imbibition sous pression*

Dans le cas d'une imbibition simple, l'aire n°I totale (pour $\theta = \theta_{sat}$) est appelée sorptivité, et la valeur de u_h définie par la relation (VI-18) peut être définie comme la pénétrabilité du matériau [BEA 72], [AOU 97].

La pénétrabilité (u_h) représente alors la vitesse d'extension de la zone humide délimitée par le front d'humidité dans le matériau. En pratique, à u_h correspond la teneur en eau initiale θ_o, borne inférieure de l'intégration de $u(\theta)$ pour la détermination de la sorptivité (aire n°1).

On peut remarquer l'analogie du problème étudié avec un problème classique de thermique : dans le cas d'une imbibition sous pression, la progression de la zone saturée est comparable à la solidification progressive d'un liquide saturé occupant la totalité de l'espace semi-infini $z > 0$, et dont la température uniforme et constante est égale à celle de solidification θ_s, la face $z = 0$ étant, depuis l'instant $t = 0$, portée puis maintenue ultérieurement à la température constante $\theta_o < \theta_s$, [MAR 89].

VI.2.3. Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes testées sont issues d'éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm dont une sur deux est endommagée par compression uniaxiale. Les éprouvettes sont découpées puis rectifiées avant d'être séchées à 105°C durant plusieurs mois.

VI.2.3.1. Endommagement des éprouvettes

Les éprouvettes 11 x 22 sont endommagées par 10 cycles de compression uniaxiale, à 90% de f_c (voir § IV.2.1). Seules les éprouvettes présentant une faible distorsion de déplacement lors des sollicitations sont prises en compte (cf § IV.2.1.3).

Les éprouvettes endommagées d'un même béton présentent des déformations maximales sous charges légèrement différentes. Il est quasiment impossible d'obtenir deux éprouvettes ayant un niveau d'endommagement exactement identique. Les niveaux de déformation maximale atteints et les évaluations d'endommagement des éprouvettes testées (cf § V.1.6) sont présentés dans le Tableau VI-2.

	ε (µm/m)	$\varepsilon/\varepsilon_c$	(E(d)-Eo)/Eo	$(E(d)_{dyn} - Eo_{dyn}) / Eo_{dyn}$
BO	1923	0,965	0,134	0,12
	1915	0,921	0,106	0,11
BHP	2994	0,999	0,125	0,15
	2926	0,977	0,109	0,13

Tableau VI-2 : *Récapitulatif des variables d'endommagement des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale et testées en imbibition*

L'endommagement des éprouvettes est, dans le cas des BHP, légèrement supérieur à celui des éprouvettes dont la perméabilité a été mesurée au gaz (voir § V.1), tandis qu'il est légèrement inférieur dans le cas des BO.

Les différences d'endommagement entre les deux éprouvettes d'un même béton semblent assez faibles, surtout pour le BHP. Toutefois, les éprouvettes sont testées de telle manière que les éprouvettes ayant été les plus déformées soient celles imbibées sous pression, afin de déterminer la borne supérieure des écarts de perméabilité engendrés par les sollicitations.

VI.2.3.2. Découpes des éprouvettes

Les éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm sont découpées selon les deux configurations exposées en Figure 51.

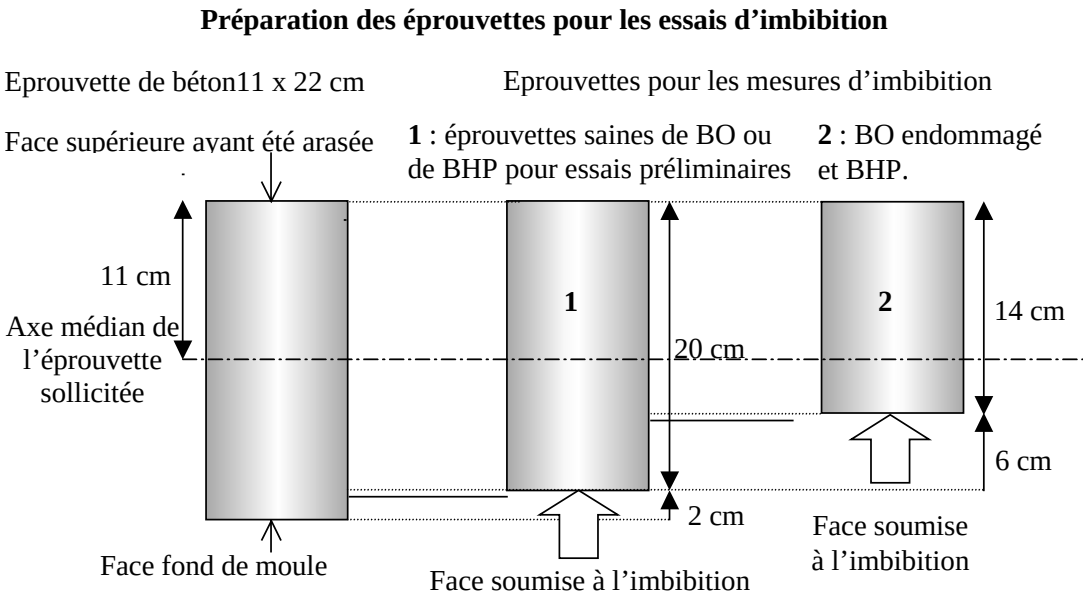


Figure 51 : *Schéma de préparation des éprouvettes pour les essais d'imbibition, à partir d'éprouvettes 11 x 22 sollicitées ou non en compression uniaxiale*

Dans la configuration (n°1), une tranche de 2 cm d'épaisseur est découpée à l'extrémité de la base de l'éprouvette du côté de la face " fond de moule ", de manière à éliminer les effets de bord lors de l'imbibition. Dans cette configuration, seules les éprouvettes saines sont testées.

Afin d'observer l'évolution des profils de teneur en eau de la zone proche de l'axe médian de l'éprouvette cylindrique sollicitée où l'endommagement peut être considéré comme uniforme (voir § IV.2.1.2), une tranche de 6 cm d'épaisseur est découpée sur la même extrémité inférieure des éprouvettes dans la configuration (n°1). Dans la configuration (n°2), les éprouvettes de BO endommagées et les 4 éprouvettes de BHP (saines et endommagées) sont testées.

Après découpe, pour les deux configurations d'éprouvettes testées, les éprouvettes sont rectifiées de manière à présenter une section plane et lisse sur la face imbibée.

VI.2.3.3. Séchage des éprouvettes

A l'issue de la cure humide, les éprouvettes sont stockées en chambre climatisée (20 ± 1°C et 50 ± 5% HR) durant quatre mois environ et sont enduites de deux couches de résine époxy imperméable sur leurs faces latérales, puis sont rectifiées avant d'être éventuellement sollicitées (voir § IV.1.2.)

Après avoir été découpées, (voir § VI.2.3.2), les éprouvettes sont séchées par étapes de température croissante afin de limiter les micro-fissurations liées aux forts gradients hydriques (voir § II.5.2.2(1)). Les éprouvettes sont finalement toutes séchées plusieurs mois à 105°C en étuve ventilée. Le Tableau VI-3 récapitule les étapes de séchage appliquées à chaque éprouvette.

	BO	BHP
60°C	1 mois	1 mois
80°C	1 mois	1 mois
105°C	> 4 mois	> 6 mois

Tableau VI-3 : *Procédure de séchage des éprouvettes testées en imbibition*

Les durées de séchage à 105°C sur une période de plus de 4 mois pour le BO et de plus de 6 mois pour le BHP permettent un séchage quasi complet des éprouvettes, puisque les variations de masse relevées à deux semaines d'intervalle sont très faibles (inférieures à 0,5 %). Il est alors supposé que les éprouvettes sont dans leur état sec de référence, et que les différences de cinétique de séchage observées précédemment (voir § V.1.3.1) entre les éprouvettes saines et endommagées n'ont plus d'influence sur la teneur en eau des éprouvettes à ce stade du séchage.

Avant d'être imbibées, les éprouvettes sont refroidies dans un dessiccateur à 20°C durant 48 heures, puis dans un sac étanche à 10 ± 1°C dans la salle où se déroulent les essais afin d'obtenir l'équilibre thermique.

Durant cette dernière phase de préparation, les éprouvettes sont enveloppées, sur leurs surfaces latérales de bandes de ruban d'aluminium adhésif étanche (utilisé pour certains travaux de plomberie). Cette précaution permet d'assurer une seconde étanchéité, en plus des deux couches de résine époxy préalablement enduites sur les faces latérales (voir § IV.1.2), afin d'éviter toute évaporation latérale ou transport radial d'humidité dans l'éprouvette lors de l'imbibition. Par ailleurs, pour éviter de perturber les mesures de densité, les bandes de ruban d'aluminium adhésif sont disposées de manière à ne pas présenter de surépaisseur sur les génératrices de l'éprouvette cylindrique scrutée par le gammadensimètre.

VI.2.4. Plan d'expérience

VI.2.4.1. Eprouvettes testées

Au total, 10 essais d'imbibition sont réalisés, selon les conditions et les configurations de découpe (numéro 1 ou 2 entre parenthèses) présentées dans le Tableau VI-4.

	Imbibition simple	Imbibition sous pression
Eprouvettes saines	BO (1) BHP (1) – essai préliminaire BHP (2)	BO (1) BHP (1) – essai préliminaire BHP (2)
Eprouvettes endommagées	BO (2) BHP (2)	BO (2) BHP (2)

Tableau VI-4 : *Tableau récapitulatif des essais d'imbibition réalisés*

Les essais préliminaires conduits sur les BHP dans la configuration n°1 ont permis d'évaluer la reproductibilité satisfaisante des profils de teneurs en eau mesurés, mais ne sont pas pris en compte par la suite dans la détermination des profils types obtenus pour cette catégorie d'éprouvette.

VI.2.4.2. Programmation de l'exécution des profils

Les mesures de densité sont acquises de manière automatique durant les imbibitions, (voir § IV.4.2.).

Selon les hypothèses simplificatrices ayant servi à l'établissement des équations de transferts établies (voir § VI.2), l'évolution temporelle de la teneur en eau est proportionnelle à la racine carrée du temps soit de la variable unique $u = z/\sqrt{t}$ où u est la variable de Boltzmann (voir § II.4.3.5).

Les mesures de profil de teneur en eau sont donc effectuées en fonction du temps écoulé depuis le début de l'imbibition de l'éprouvette selon une relation de la forme suivante : $t_{réf} = t_1(i+1)^2 - t_a$, où $t_{réf}$ est le temps de référence, t_1 est le temps de base servant au calcul, t_a est le temps d'anticipation équivalent à la moitié du temps de réalisation du profil de mesure (voir Figure 52), et i est le numéro du profil de teneur en eau effectué. Le temps de réalisation du profil comprend le temps de déplacement du chariot et surtout le temps d'arrêt et le temps de mesure ou d'intégration inhérent à chaque scrutation (voir § IV.4.2.3).

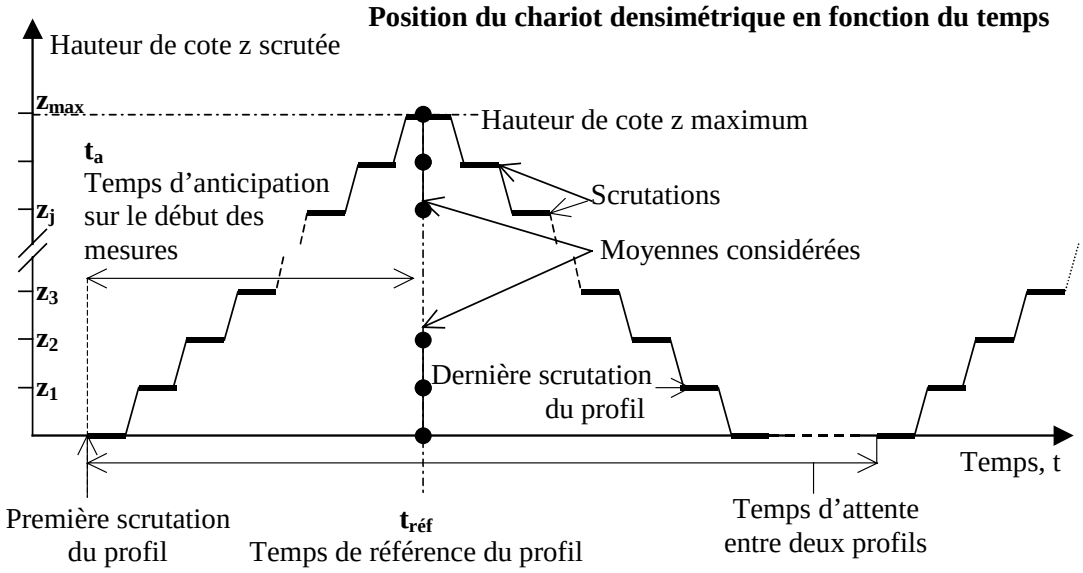


Figure 52 : *Mesure des profils de teneur en eau dans le temps*

Chaque mesure de profil débute par un stockage des valeurs de référence : numéro i de profil, temps, température de la chambre avant de lancer la mesure de densité à la cote de référence x = 0 . Lorsque cette mesure est effectuée, le chariot se déplace pour la suite des procédures inhérentes aux mesures du profil des densités.

Excepté aux points extrêmes, deux mesures de densité ont été effectuées pour une cote z_j donnée, l'une durant la montée, $\rho_{ij}\uparrow$, et l'autre durant la descente du chariot, $\rho_{ij}\downarrow$. En réalité, la position instantanée du chariot n'est pas analysée en continu, mais à intervalles de temps réguliers et la transmission du pilotage au variateur de tension du moteur n'est pas immédiate, si bien que les points d'arrêt ne sont pas situés à la cote exacte. Une analyse statistique sur des essais préliminaires a permis de caler des paramètres (tension d'alimentation moteur et position d'anticipation), tels que le chariot se positionne à ± 1,4 mm autour de la cote considérée avec un écart type de 0,15 mm. Pour chaque point de mesure, la cote précise (± 10 µm), mesurée par le capteur de position à fil (voir § IV.4.1.2(2)) et la densité de ce point sont stockées.

Par la suite, excepté aux cotes extrêmes, à un temps de référence $t_{réf(i)}$, la densité ρ_{ij}, pour une cote z_{ij}, sera considérée comme la moyenne des deux densités $\rho_{ij}\uparrow$ et $\rho_{ij}\downarrow$ mesurées respectivement sur le profil montant et descendant, c'est à dire : $\rho_{ij} = (\rho_{ij}\uparrow + \rho_{ij}\downarrow)/2$. En considérant la masse volumique de l'eau égale à $1 g/cm^3$ la teneur en eau θ_{ij} calculée selon la relation (IV-5) donne $\theta_{ij} = \rho_{ij} - \rho_{oj}$, (voir § VI.2.5.1(2))

La cote z_{ij} relative à ρ_{ij} sera considérée comme la cote moyenne $z_{ij(moy)}$ des deux cotes précises évaluées par le capteur de déplacement $z_{ij}\uparrow$ et $z_{ij}\downarrow$, relatives aux points d'arrêt réalisés respectivement en montée et en descente, c'est à dire : $z_{ij} = (z_{ij}\uparrow + z_{ij}\downarrow)/2$. La variable de Boltzmann u_{ij} relative à z_{ij} est alors calculée selon la relation suivante :

$$u_{ij} = \frac{z_{ij\uparrow} + z_{ij\downarrow}}{2\sqrt{t_{réf(i)}}} \qquad \text{(VI-31)}$$

Pour le BO sain, les valeurs de perméabilité sont comparables à celles de certains mortiers et les paramètres de la programmation (voir § IV.4.2.3) peuvent être directement calés à partir de données existantes [AOU 97], [DAI 86]. Pour le BHP sain, les mêmes paramètres sont utilisés dans un premier temps, lors des deux essais préliminaires. Il s'avère cependant, qu'un nouveau calage des paramètres de programmation est préférable étant donné l'évolution plus lente des teneurs en eau dans le BHP. Pour mieux rendre compte des évolutions, l'intervalle de scrutation est réduit de moitié, et les 4 mesures suivantes sont réalisées sur des éprouvettes de BHP selon la configuration de coupe n°(2).

Les éprouvettes de BO endommagées sont coupées selon la configuration n°(2). La scrutation de l'éprouvette raccourcie est plus rapide, et pour une meilleure précision, la fréquence de mesures des profils a été augmentée en diminuant le temps de base t_1 de moitié. (t_1 sert au calcul des instants de référence $t_{réf(i)}$ d'exécution des profils n°i : $t_{réf(i)} = t_1(i+1)^2$). Le Tableau VI-5 récapitule l'ensemble des paramètres de programmation

	BO (1)	**BO (2) endommagé**	**BHP (2)**
Intervalle des cotes de scrutation	10 mm	10 mm	5 mm
Temps de base t_1 tel que $t_{réf(i)} = t_1(i+1)^2$	10 minutes	5 minutes	10 minutes
Temps d'éxécution d'un demi-profil (t_a)	18 minutes	11 minutes	20 minutes
Nombre de scrutations par demi-profil	20	14	28
Nombre de profils maximum pris en compte (sans pression) et durée équivalente	53 (486 h)	31 (85 h)	85 (1233 h)
Nombre de profils minimum pris en compte (sous pression) et durée équivalente	34 (204 h)	23 (48 h)	35 (216 h)

Tableau VI-5 : *Paramètres de programmation des profils de mesure pour les 8 éprouvettes testées*

VI.2.4.3. Mesures prises en comptes

(1) Détermination du temps maximal de validité de l'essai

Pour que les hypothèses du milieu semi-infini soient valides, dès qu'une variation de teneur en eau est détectée dans la zone supérieure de l'éprouvette, les profils mesurés ne peuvent plus être pris en compte pour la mesure de la diffusivité (cf § II.4.3.5).

Pour les éprouvettes de BO, cette condition est souvent atteinte voire dépassée. La zone supérieure considérée est alors de 30 mm d'épaisseur. Pour les BHP sains, cet instant n'a pas été atteint lors des essais.

Les mesures prises en compte s'étalent donc sur des périodes comprises entre 2 jours pour les éprouvettes de BO endommagées et 52 jours pour les éprouvettes saines de BHP, (voir Tableau VI-5)

(2) Sélection des cotes de scrutation

L'éprouvette de longueur z_{max} est scrutée sur toute sa hauteur, de la cote $z = 0$ à la cote $z = z_{max} – 10$mm. Cependant, à la base de l'éprouvette, le dispositif d'imbibition perturbe les mesures de densité étant donné la largeur du faisceau émis, qui est de l'ordre de 25 mm (cf § IV.4.1.2(1)). Une évolution de la densité est observable, mais peut difficilement être traduite en terme de teneur en eau. A l'extrémité supérieure, le même problème de détermination se pose.

Seules les mesures de densités comprises entre $z = 20$ mm et $z = z_{max} – 20$ mm sont donc prises en compte.

(3) Contrôle de la masse des éprouvettes

Etant donné la sensibilité des mesures aux moindres mouvements de l'éprouvette par rapport au bâti rigide de référence (voir Figure 15, § IV.4.1.2), tout mouvement de l'éprouvette au cours d'un essai est à proscrire. La mesure de la masse des éprouvettes testées est donc réalisée à la fin et au début de chaque essai uniquement.

L'évaluation du gain de masse de chaque éprouvette permet une vérification de la validité des mesures effectuées. Pour les 8 éprouvettes testées, l'intégration du dernier profil de teneur en eau selon l'équation (VI-29) permet de calculer le volume puis la masse d'eau absorbée par l'éprouvette durant l'essai. Cette masse coïncide, à 5% près, avec la prise de masse globale de l'éprouvette durant l'essai.

VI.2.5. Traitement des résultats expérimentaux

VI.2.5.1. Profil des teneurs en eau

Etant donné l'hétérogénéité des matériaux tels que les bétons, un profil de densité à l'état sec ($\theta = \theta_o$) est réalisé avant chaque imbibition. La détermination de ce profil de densité ρ_{oj}, est essentielle pour la détermination ultérieure des profils de teneur en eau.

(1) Profils des densités mesurées

La Figure 52 montre l'hétérogénéité des densités ρ_{oj}. La reproductibilité de ces profils montre que la dispersion des mesures de densité est peu importante. Les causes de l'hétérogénéité de ces profils de densité pour $\theta = \theta_o$ peuvent être diverses :
– Des surépaisseurs localisées de la couche de résine servant à l'étanchéité peuvent provoquer ponctuellement des écarts très modérés de la mesure de ρ_{oj}.
– Un problème de calage de l'éprouvette par rapport à l'axe vertical de scrutation, provoquerait une variation continue de densité selon la cote.
– Enfin une répartition non uniforme de la teneur en eau à l'origine (à t = 0), suite à un séchage incomplet pourrait entraîner une densité plus importante à mi-hauteur, ce qui n'est pas observé.

En fait, pour le BO, la grande part de ces hétérogénéités peut être attribuée à la répartition des gros granulats calcaires (D_{max} = 20 mm) de densité plus faible que la pâte de ciment durcie dans l'éprouvette.

Dans le cas des BHP, le profil de densité pour $\theta = \theta_o$ est plus homogène du fait de la taille réduite des granulats et de leur densité plus importante (voir Figure 53). Cette homogénéité a d'ailleurs permis de réduire l'intervalle des scrutations à 5 mm tout en gardant une précision globale satisfaisante.

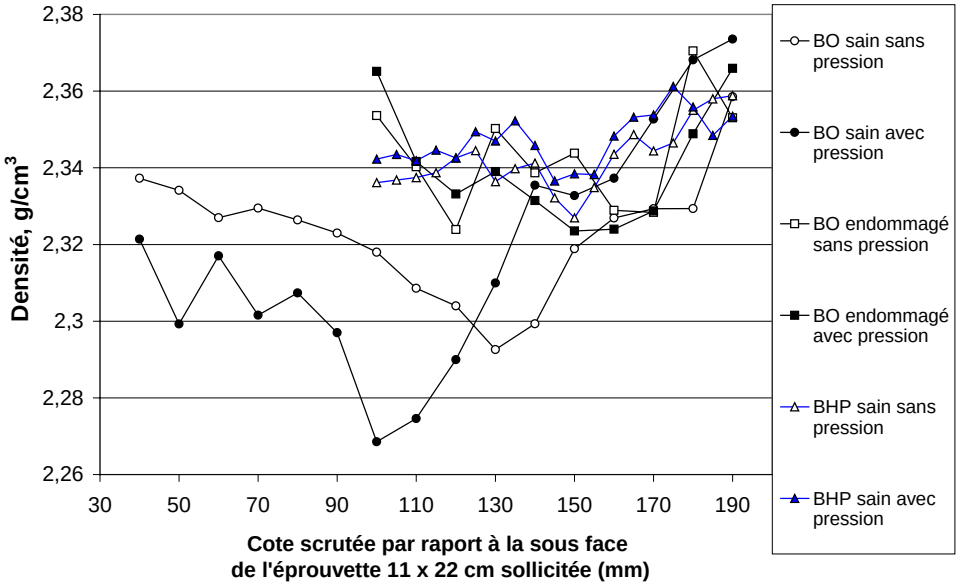


Figure 53 : *Profils des densités sèches apparentes ρ_o des éprouvettes testées*

La Figure 54 montre 53 profils successifs de densité enregistrés au cours du temps sur une éprouvette de BO saine imbibée sans pression. Les densités ρ_{ij} considérées représentent la moyenne $\rho_{ij} = (\rho_{ij}\uparrow + \rho_{ij}\downarrow)/2$, (cf § VI.2.4.2).

La largeur du faisceau traversant l'éprouvette atténue la variation de densité. La mesure résulte de l'intégration de la densité selon une distribution non uniforme centrée autour du

plan horizontal de scrutation et comprise dans une bande d'environ 25 mm de hauteur (cf § IV.4.1.2(1)). Cette faible collimation permet une meilleure continuité des profils de densité et une plus grande tolérance dans le placement du chariot autour des cotes z_j visées.

Le premier profil (au temps $t_o = t_{réf(0)}$) sert ensuite de référence pour le calcul de la teneur en eau à chaque profil de cote z_{ij}.

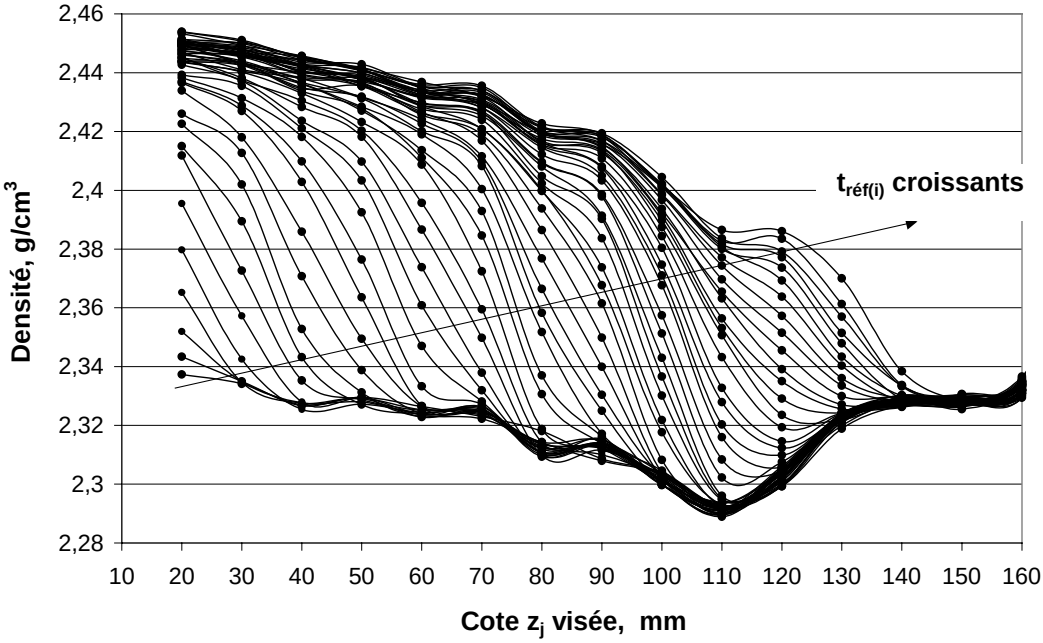


Figure 54 : *Profils des densités mesurées sur l'éprouvette de BO saine en imbibition simple pour : 40 minutes $\leq t_{réf(i)} \leq$ 486 heures*

(2) Profils des teneurs en eau déduits

Malgré l'hétérogénéité des profils de densité, l'homogénéité de la porosité des éprouvettes selon leur hauteur peut être supposée. C'est avec cette hypothèse que les teneurs en eau sont déduites.

Si ρ_{ijmax} est la densité maximale mesurée à la cote j, la continuité des différences $\rho_{oj} - \rho_{ijmax}$ (voir Figure 55) semble valider cette hypothèse pour l'ensemble des éprouvettes testées.

Pour les bétons, la détermination de la teneur en eau des éprouvettes est donc calculée, pour chaque cote scrutée j, en fonction de la densité relative à l'état sec de référence (c'est à dire à la teneur en eau θ_o) à la cote j à t = 0, ρ_{oj}. En considérant la densité de l'eau égale à $1 g/cm^3$, l'application de la relation (IV-5) permet par la suite au temps $t = t_{réf(i)}$, à chaque cote j, le calcul de la teneur en eau θ_{ij} : $\theta_{ij} = \rho_{ij} - \rho_{oj}$, (voir § VI.2.4.2). L'incertitude des mesures de ρ_{ij} et ρ_{oj} amène inévitablement à des déductions de teneurs en eau θ_{ij} négatives, dont la valeur absolue est de l'ordre de 2 mL/L.

La Figure 55 montre les profils de teneurs en eau déduits des 53 profils de densité sur l'éprouvette de BO saine en imbibition sans pression précédemment présentés Figure 54.

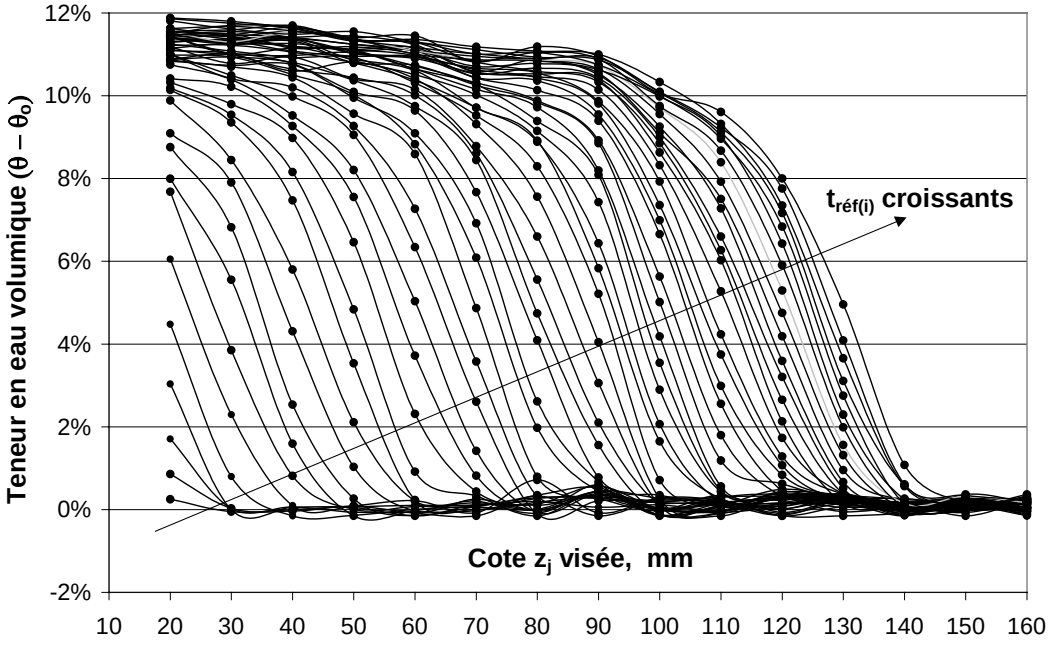


Figure 55 : *Profils des teneurs en eau volumique déduits des profils des densités mesurés sur l'éprouvette de BO saine en imbibition simple pour : 40 minutes* $\leq t_{réf(i)} \leq$ *486 heures*

(3) Evolution temporelle de la teneur en eau pour une cote donnée

Pour une éprouvette de 18 cm de long, seuls les profils compris entre 20 et 160 mm sont pris en compte (voir § VI.2.4.3(2)). La Figure 56 montre les évolutions des teneurs en eau précédemment présentées Figure 55 pour les cotes comprises entre 20 et 160 mm de la face imbibée.

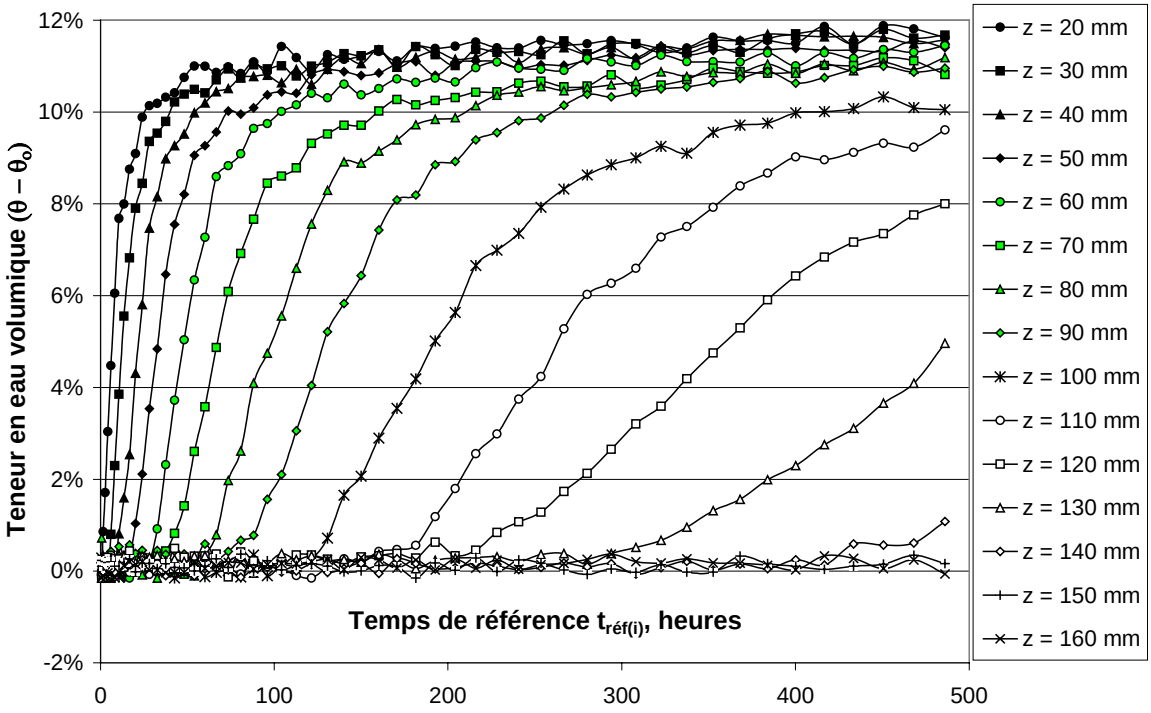


Figure 56 : *Evolution temporelle des teneurs en eau volumiques pour chaque cote de scrutation visée, z_j , de l'éprouvette de BO saine en imbibition simple*

VI.2.5.2. Observation des résultats dans le repère θ = *f*(u)

La Figure 57 présente l'ensemble des teneurs en eau précédemment représentées en Figure 55 et Figure 56 pour une éprouvette de BO saine en imbibition sans pression.

(1) Incertitude des mesures

Dans la configuration de ces mesures, l'estimation de l'erreur sur la densité est de l'ordre de ± 0,001 g/cm^3. Le calcul de la teneur en eau volumique est alors affecté d'environ ± 2 mL/L. L'incertitude selon la cote z est mineure dans le cas des profils θ(u) étant donné la prise en compte des cote z_{ij} mesurées avec précision pour chaque profil i et cote j dans le calcul de u_{ij} (voir relation (VI-31) § VI.2.4.2)).

(2) Défaillances de la loi θ = f(u)

Diverses études expérimentales notent les mêmes défaillances de loi d'évolution temporelle de la teneur en eau au delà d'une certaine distance de l'extrémité de l'éprouvette alimentée en eau, [DAI 86], [BEL 92]. Ces sections s'humidifient plus tardivement que ne le laisserait prévoir l'évolution de la teneur en eau dans les autres sections (voir Figure 57). Cette discordance semble plus marquée pour les essais d'imbibition sous pression (voir Figure 58).

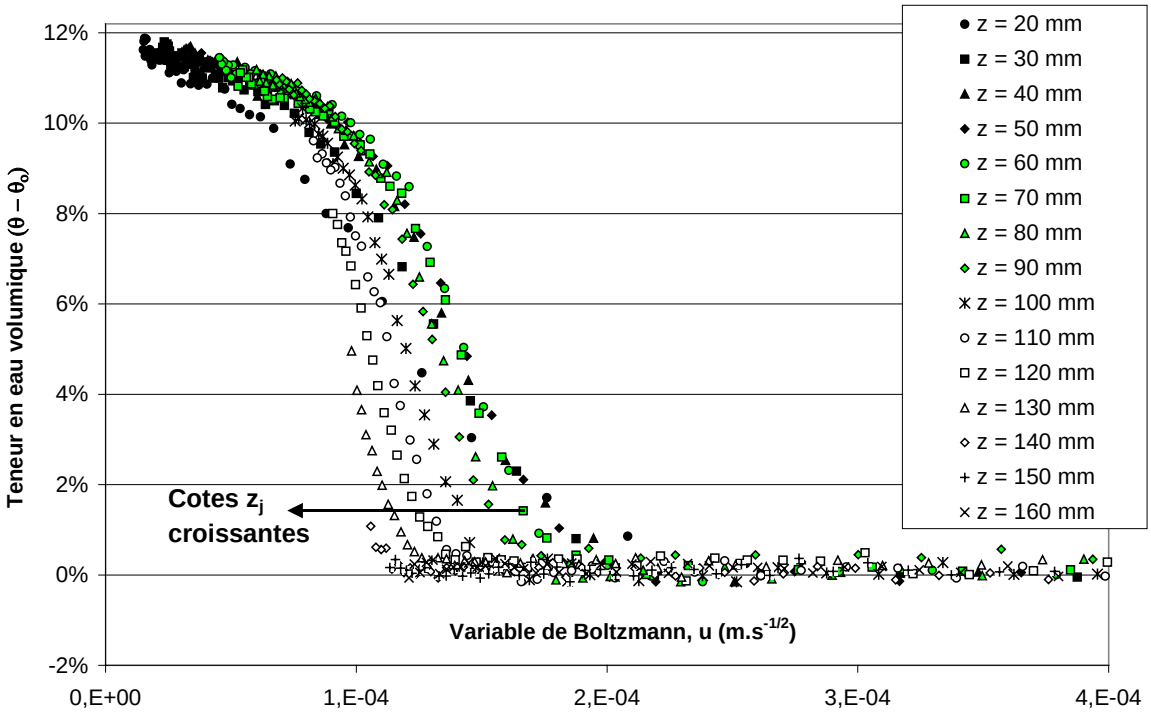


Figure 57 : *Points de mesures reportés dans le repère $\theta = f(u)$ pour une éprouvette de BO en imbibition simple*

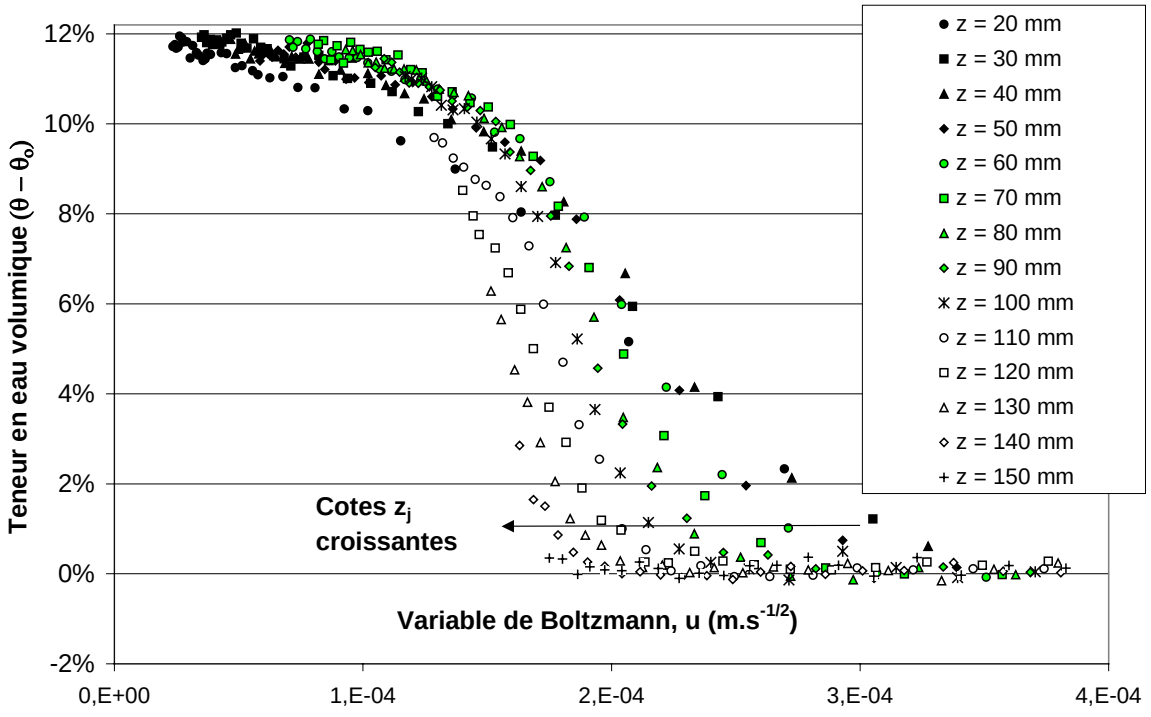


Figure 58 : *Points de mesures reportés dans le repère $\theta = f(u)$ pour une éprouvette de BO en imbibition sous pression, correspondant à une charge hydraulique de 10 m*

La flèche noire en Figure 57 et Figure 58 montre le décalage dans le temps de l'évolution des teneurs en eau aux cotes z_j scrutées, par rapport à la loi d'évolution déduite des premiers profils. Ce décalage augmente progressivement avec la valeur de la cote z_j considérée. Ce décalage est par ailleurs principalement sensible pour les faibles teneurs en eau.

Ces observations peuvent s'expliquer par un effet d'hétérogénéité du matériau [DAI 86]. L'existence d'une loi θ(u) unique repose en fait sur l'hypothèse que la diffusivité D_θ ne serait fonction que de la teneur en eau. Dans une éprouvette hétérogène, il faudrait donc considérer que chaque point du matériau a ses propres caractéristiques et notamment sa propre loi d'évolution de D_θ, mais le dépouillement des résultats serait alors inextricable et n'aboutirait à aucun résultat analysable.

Pour évaluer les paramètres de transferts à partir des profils θ(u), la démarche appliquée par la suite consiste à considérer qu'au delà des effets d'hétérogénéité, il est possible de caractériser une éprouvette donnée de façon globale par un coefficient moyen D_θ fonction de la teneur en eau, indépendant de la cote z, c'est à dire à admettre la validité de la notion de propriété moyenne pour une éprouvette donnée [DAI 86]. De ce point de vue et en comparaison d'autres données expérimentales, la loi $\theta = f(u)$ représente de façon satisfaisante l'ensemble des données expérimentales relatives à un essai.

(3) Définition d'un profil type θ(u) :

Afin d'ajuster une loi d'évolution θ(u) qui puisse être comparable d'une éprouvette à une autre, il convient de réduire la dispersion des points. Par la suite, seuls les premiers profils sont conservés pour la détermination d'un profil type θ(u).

Pour qu'un profil de teneur en eau à une cote donnée puisse servir à la détermination de ce profil type, il convient qu'à cette cote, la teneur en eau ait au moins atteint une valeur de l'ordre de 80% de la teneur en eau à saturation à la fin du temps pris en compte. L'évolution des teneurs en eau la plus lente est observée pour les éprouvettes de béton sain en imbibition sans pression. C'est donc selon ce critère que la cote maximale z_{max} prise en compte dans la détermination des profils type θ(u) est déterminée pour chaque béton.

Par la suite, seuls les profils compris entre 20 mm et 110 mm pour le BO, et compris entre 20 mm et 60 mm pour le BHP sont pris en considération pour le profil type θ = f(u). Le profil type est donc défini à partir des mesures effectuées en 10 ou 9 cotes z_j consécutives de scrutation selon qu'il s'agit du BO ou du BHP.

VI.2.5.3. Lissage des profils types θ(u)

L'analyse des profils types de chaque éprouvette a été conduite en ajustant une fonction $\theta_{th} = f(u)$ sur les points retenus pour la définition du profil type. Il est à noter que ces points sont représentés par les formes pleines pour le BO sain en Figure 57 et Figure 58.

La fonction théorique $\theta_{th}(u)$ est ajustée par rapport aux points expérimentaux par une minimisation de la somme des carrés des différences : $\Sigma(\theta_{th}(u_{ij}) - \theta_{ij})^2$.

La fonction $\theta_{th}(u)$ définie par la relation (VI-32) a été choisie pour son allure générale et sa dérivée nulle à l'infini.

$$\begin{aligned} &\text{Si } u < d \text{ alors } \theta_{th}(u) = a, \\ &\text{Si } u \geq d \text{ alors } \theta_{th}(u) = a \exp\left[-b\,(u-d)^c\right] + e \end{aligned} \qquad \text{(VI-32)}$$

Les paramètres a et e permettent le calage de la courbe selon l'axe des teneurs en eau. Lorsque u est grand les valeurs de θ_{ij} sont en moyenne positives mais sont très proches de 0 ; e peut donc être considéré comme nul.

Un ajustement des résultats par rapport aux quatre premiers paramètres aboutit à $a \cong \theta_{sat}$. Par la suite, afin d'accélérer la convergence et pour pouvoir obtenir une meilleure comparaison des résultats, a est fixé et est identique pour toutes les éprouvettes d'un même béton.

Seuls les trois paramètres b, c, d, sont systématiquement ajustés.

Il est alors intéressant de noter que les valeurs de d (maximum de la fonction $\theta_{th}(u)$) sont proches de 0 mais systématiquement négatives ou nulles pour les éprouvettes imbibées sans pression pour lesquelles, conformément aux hypothèses, la saturation n'est jamais atteinte pour une cote supérieure à 0. Pour les faibles valeurs de u, il est toutefois très difficile de déterminer expérimentalement la forme exacte de la courbe $\theta(u)$, mais la fonction ajustée $\theta_{th}(u)$ laisse supposer une dérivée quasi-nulle à l'origine.

Pour un béton et un endommagement donnés, les courbes $\theta_{th}(u)$ sont théoriquement identiques mais décalées de la constante u_s selon l'axe des abscisses u. L'ajustement de $\theta_{th}(u)$ pour chacune des éprouvettes testées montre que la dérivée $d\theta_{th}(u)/du$ est systématiquement plus faible pour les éprouvettes imbibées avec pression que pour celle imbibée sous charge nulle, (voir Figure 59). La Figure 60 montre que cette tendance est plus marquée lorsque les éprouvettes sont endommagées. La Figure 61 montre que cette tendance est aussi plus sensible pour les BHP que pour le BO.

L'effet d'hétérogénéité du matériau à l'origine du décalage dans le temps des teneurs en eau aux cotes z_j les plus éloignées (voir § VI.2.5.2(2)) est probablement aussi à l'origine de cet écart.

Deux types de courbes sont ajustés aux profils types $\theta(u)$ obtenus.

- Les courbes lissées n°1, représentent les fonctions $\theta_{th1}(u)$, ajustées sur le seul profil $\theta(u)$ considéré.
- Les courbes lissées n°2, représentent les fonctions $\theta_{th2}(u)$, ajustées à partir des résultats obtenus à la fois en imbibition avec et sans pression, pour un même béton dans un même état d'endommagement. $\theta_{th2}(u)$ est ajustée par l'intermédiaire du paramètre relatif au décalage entre les deux séries de résultats, u_s.

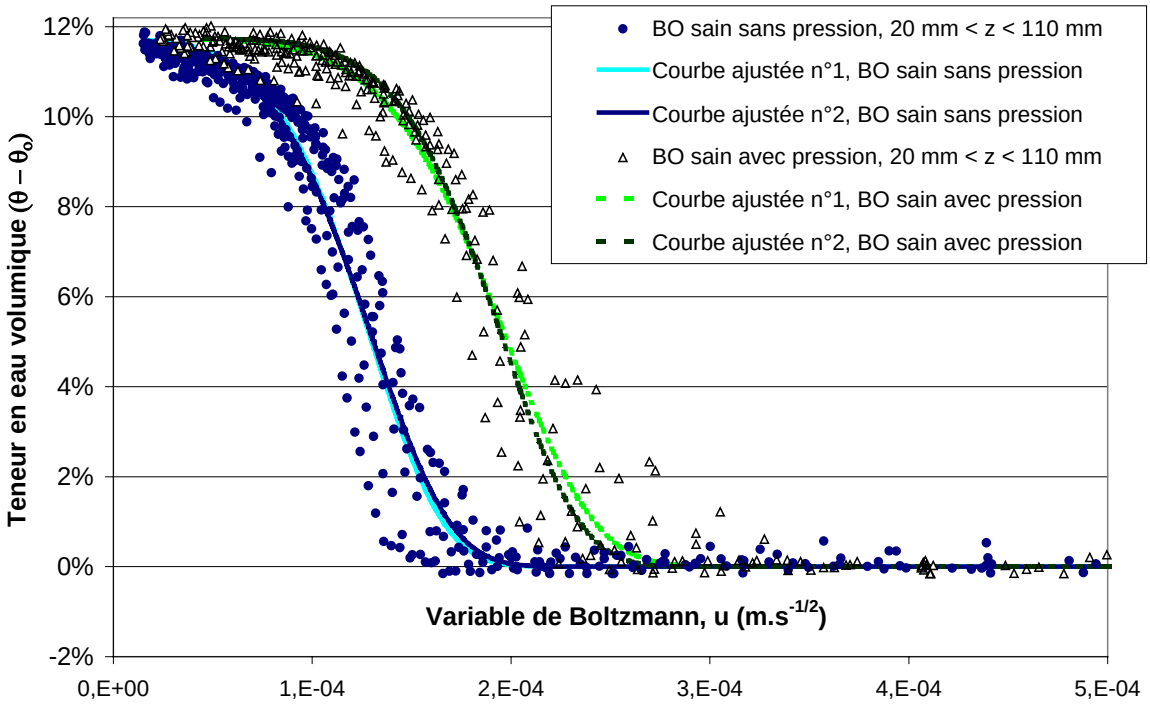


Figure 59 : *Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BO saines en imbibition simple et en imbibition sous pressio*n

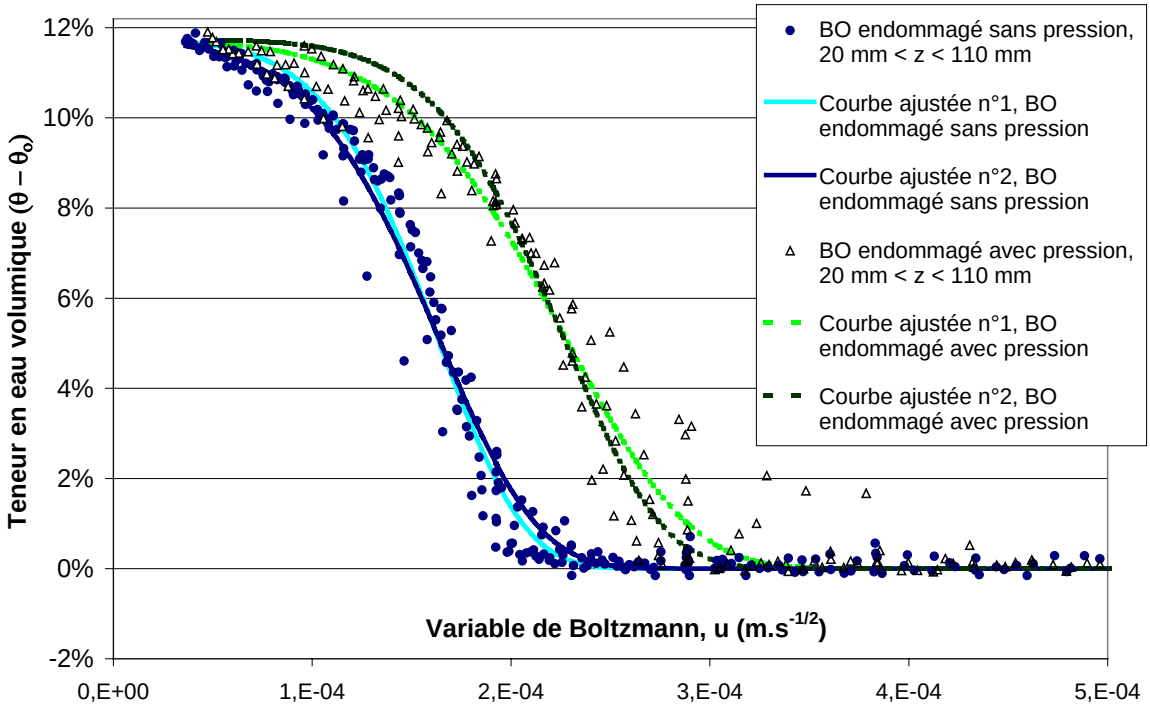


Figure 60 : *Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BO endommagées en imbibition simple et en imbibition sous pressio*n

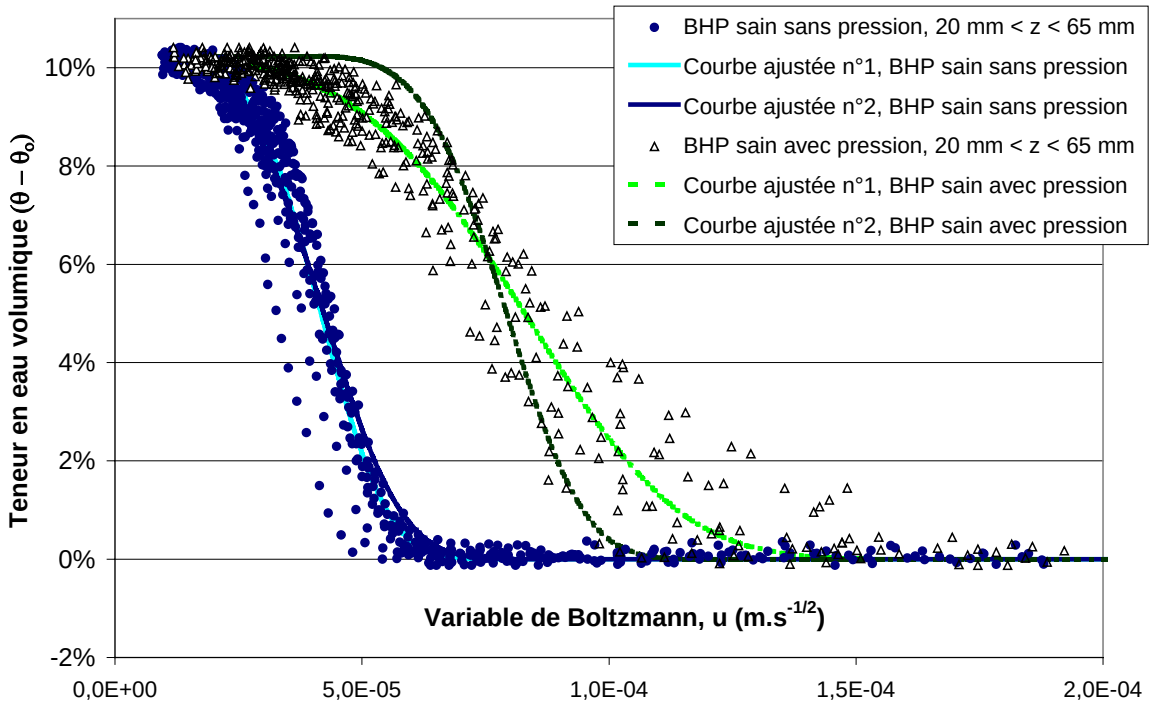


Figure 61 : *Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BHP saines en imbibition simple et sous pression*

Les décalages observés entre les courbes lissées n°1 et n°2 semblent montrer que la valeur de u_s n'est probablement pas constante. Sa diminution avec le temps peut s'expliquer par des réactions entre l'eau et la matrice cimentaire observées sur les échantillons de béton fissurés (voir § VI.1.2.2), et qui sont à l'origine d'une diminution de la perméabilité $K_l(\theta)$ du matériau dans le temps.

Par la suite, afin de calculer la perméabilité des éprouvettes et pour pouvoir réaliser une analyse globale des résultats, u_s (voir équation (VI-19)) est supposé constant (indépendant du temps), pour chaque catégorie d'éprouvettes.

VI.2.5.4. Exploitation des profils types θ(u) obtenus

(1) Comparaison entre les différents bétons

Les différentes courbes ajustées n°1, regroupées en Figure 62, permettent une brève étude comparative des profils types obtenus. Il apparaît clairement que la sorptivité des BHP est inférieure à celle des BO.

Les éprouvettes endommagées présentent un décalage significatif. La progression de l'humidité est plus rapide lorsque le matériau est endommagé.

La translation théorique entre les profils d'éprouvettes en imbibition simple et en imbibition sous pression est moins vérifiée pour les éprouvettes de BHP que pour les éprouvettes de BO.

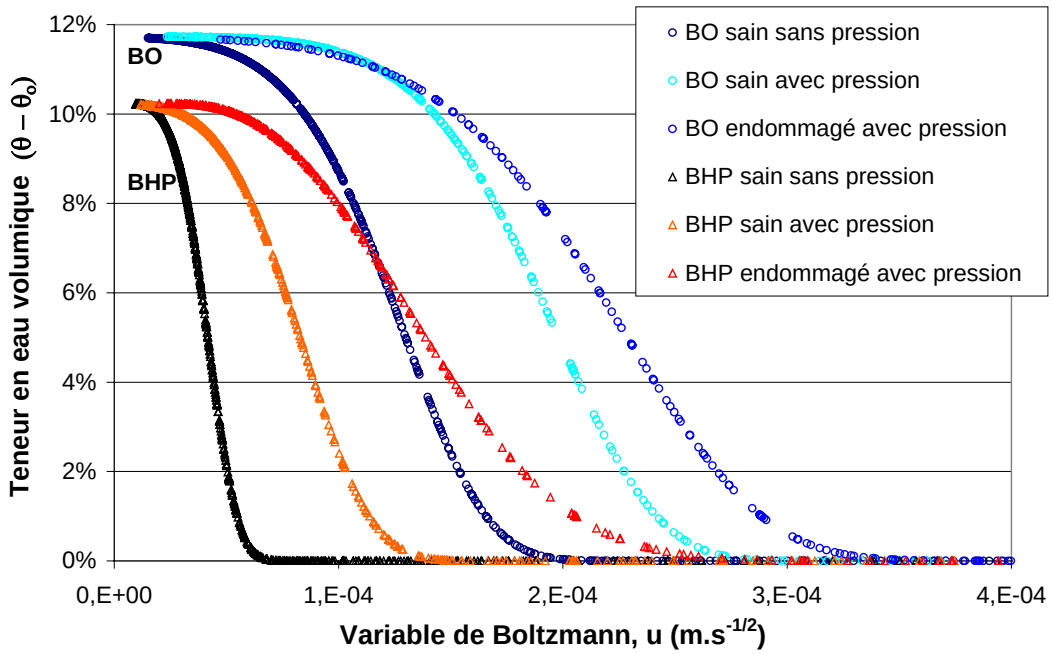


Figure 62 : *Récapitulatif des courbes ajustées n°1 pour différents profils types $\theta = f(u)$ obtenus*

(2) Utilisation des fonctions d'interpolation $\theta_{th}(u)$

Par la suite, les fonctions $\theta_{th1}(u)$ relatives aux courbes ajustées n°1 sont utilisées pour calculer la dérivée du profil type $\theta(u)$ d'un essai selon la relation (VI-33).

$$\text{Si } u < d \text{ alors } d\theta_{th1}/du = 0$$
$$\text{Si } u \geq d \text{ alors } \frac{d\theta_{th1}}{du} = -\left[bc\,(u-d)^{c-1}\right]\theta_{th}(u) \qquad \text{(VI-33)}$$

Cette dérivée permet le calcul de la diffusivité hydrique (voir § VI.2.7) par la relation (VI-30).

Les fonctions $\theta_{th2}(u)$ relatives aux courbes ajustées n°2, sont uniquement utilisées pour la détermination de la valeur moyenne de u_s durant l'essai, et pour le calcul de la perméabilité par la relation (VI-28).

(3) Evaluation de u_s

La Figure 63 montre les différentes courbes ajustées pour les éprouvettes de BO. Les fonctions $\theta_{th2}(u)$ relatives aux courbes ajustées n°2, permettent dans l'hypothèse où u_s est constante, de calculer sa valeur moyenne au cours de l'essai.

Dans le cas des éprouvettes saines et dans le cas des éprouvettes endommagées, le décalage u_s, entre les profils d'éprouvettes en imbibition simple et en imbibition sous pression, est quasiment identique. Pour le BHP, la même observation peut être faite.

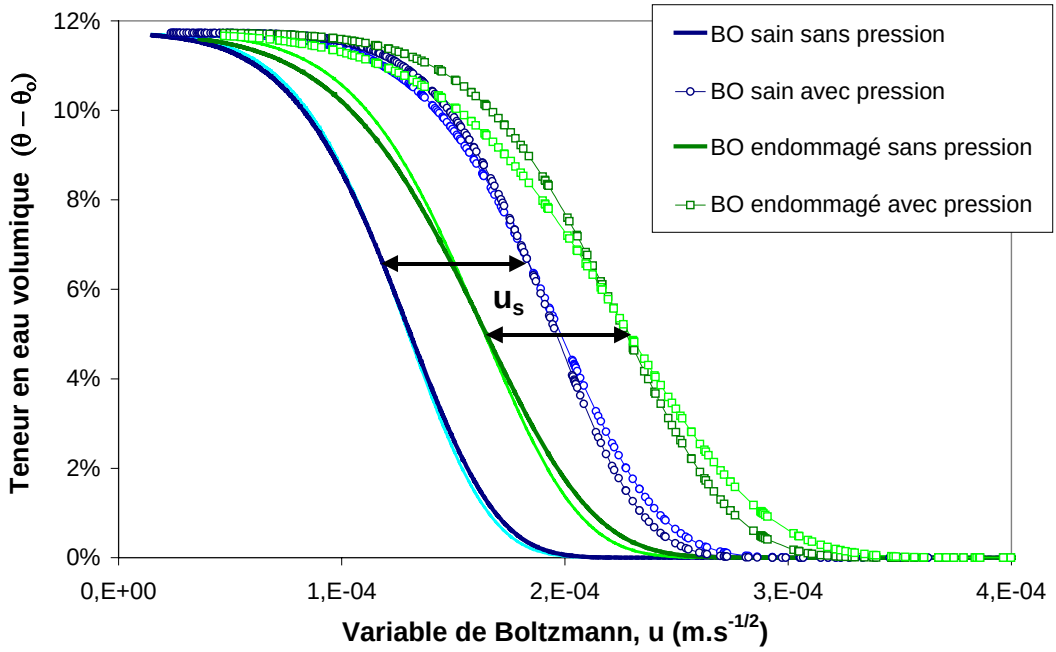


Figure 63 : *Récapitulatif de toutes les courbes ajustées pour le BO ; constance de la valeur u_s*

Les différentes valeurs de u_s obtenues sont récapitulées dans le tableau suivant :

	BO	BHP
Eprouvettes saines	$6{,}3.10^{-5}$ m.s$^{-1/2}$	$3{,}6.10^{-5}$ m.s$^{-1/2}$
Eprouvettes endommagées	$6{,}3.10^{-5}$ m.s$^{-1/2}$	$3{,}7.10^{-5}$ m.s$^{-1/2}$

Tableau VI-6 : *Valeurs de u_s pour chaque catégorie d'éprouvettes imbibées*

(4) Evaluation de u_h

La variable de Boltzmann u_h, (voir relation (VI-18)) relative à l'avancement du front d'humidité (cf § VI.2.2.4) est équivalente à la pénétrabilité. Il est très difficile de déterminer précisément cette valeur expérimentalement. Il apparaît néanmoins clairement que cette valeur est sensible à l'endommagement des éprouvettes.

Les valeurs moyennes de u_h sont estimées à partir des fonctions $\theta_{th1}(u)$. Lorsque les éprouvettes sont imbibées sous pression, la valeur de u_s est déduite de celle de u_h. Les résultats sont présentés dans le Tableau VI-7.

	BO	BHP
Eprouvettes saines	20.10^{-5} m.s$^{-1/2}$	9.10^{-5} m.s$^{-1/2}$
Eprouvettes endommagées	27.10^{-5} m.s$^{-1/2}$	17.10^{-5} m.s$^{-1/2}$

Tableau VI-7 : *Valeurs de u_h pour chaque catégorie d'éprouvettes imbibées*

VI.2.5.5. Comparaison entre les éprouvettes saines et endommagées

Les mesures de densité ne font apparaître aucune différence de densité apparente des zones saturées des éprouvettes saines et endommagées. Par ailleurs, après saturation, le rapport poids / volume ne révèle pas non plus de différences significatives de densité apparente entre les éprouvettes saines et endommagées. Les modifications de la structure poreuse générées par l'endommagement se traduisent donc davantage par une augmentation de la connectivité que par une augmentation de la porosité globale du matériau.

La constance de u_s, signifie que le front de saturation se déplace quasiment à la même vitesse durant une imbibition sous pression quel que soit l'endommagement créé dans l'éprouvette. Dans la partie saturée de l'éprouvette, le gradient de pression d'eau est donc, à une échelle macroscopique, indépendant de l'endommagement de l'éprouvette.

Par contre, le réseau de microfissures des éprouvettes endommagées est probablement plus rapidement saturé. Cette présence d'eau à l'intérieur et à proximité immédiate du réseau de microfissures du matériau sec est sensible aux mesures effectuées sur les éprouvettes endommagées. La vitesse d'avancement du front d'humidité (relative à u_h) à une échelle macroscopique est donc plus importante (voir Figure 64).

Le volume du réseau de microfissures ou de l'ensemble des défauts créés lors de l'endommagement étant négligeable par rapport à la porosité globale du matériau, c'est l'invasion du volume sain ou des portions de réseau poreux sain qui contrôle la vitesse d'avancement du front de saturation dans l'éprouvette.

La Figure 64 schématise ce phénomène en supposant deux catégories de volume poreux sain ou endommagé. En réalité le volume endommagé engendre des microfissures dont les échelles sont multiples. Il existe donc, à une échelle microscopique une évolution continue de la répartition des teneurs en eau selon la taille des chemins de percolation empruntés par l'eau. L'endommagement du matériau étale cette répartition vers des tailles plus importantes mais n'augmente pas la borne inférieure de celles-ci.

Ce sont donc les pores ou les chemins de percolation de plus petite taille, contenus dans les volumes sains du matériau, inchangés par l'endommagement du matériau, qui contrôlent toujours la vitesse d'avancement du front de saturation u_s, tandis que les chemins de percolation de plus grande taille, dépendant de l'endommagement du matériau, contrôlent la vitesse de déplacement du front de saturation u_h.

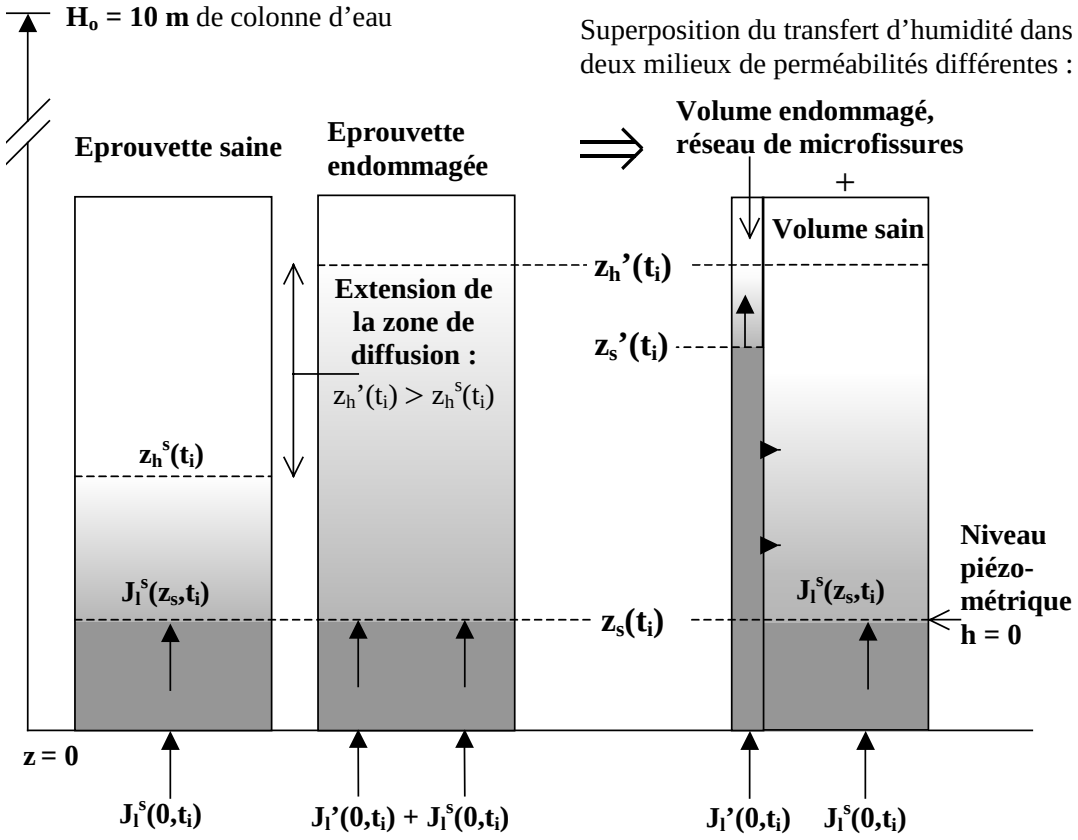


Figure 64 : *Schéma de répartition des teneurs en eau dans les éprouvettes saines et endommagées à l'instant t_i d'une imbibition sous pression*

VI.2.6. Influence de l'endommagement sur la diffusivité hydrique

VI.2.6.1. Evaluation de la diffusivité hydrique

L'évaluation de la diffusivité hydrique, à une teneur en eau donnée, nécessite la détermination de la dérivée du/dθ ainsi que celle de la sorptivité, c'est à dire de l'aire n°I représentée en Figure 50.

La détermination de la sorptivité dépend pour une faible part, du point à partir duquel la fonction u(θ) est intégrée, c'est à dire de la pénétrabilité ou de la valeur de u_h. Les valeurs choisies pour le calcul de cette intégrale tiennent compte de la fonction d'interpolation $\theta_{th1}(u)$ obtenue pour chaque profil type et des valeurs de u_h présentées Tableau VI-7. Les valeurs de sorptivité ainsi calculées sont rassemblées dans le Tableau VI-8.

	BO	BHP	Mortier [AOU 97]
Eprouvettes saines	15.10^{-6} m.s$^{-1/2}$	5.10^{-6} m.s$^{-1/2}$	22.10^{-6} m.s$^{-1/2}$
Eprouvettes endommagées	19.10^{-6} m.s$^{-1/2}$	11.10^{-6} m.s$^{-1/2}$	–

Tableau VI-8 : *Sorptivité des différentes catégories d'éprouvettes testées*

La dérivée du/dθ est évaluée à partir de chaque fonction d'interpolation $\theta_{th1}(u)$, dont les paramètres sont ajustés sur chaque profil type u(θ) (cf § VI.2.5.4(2)).

La valeur de l'intégrale de la fonction réciproque u(θ) est déterminée pour plus de précision par l'intégration du profil type à partir des points expérimentaux, par la méthode des trapèzes. Dans le cas des éprouvettes imbibées sous pression, l'aire n°II (voir Figure 51) est retranchée en considérant la valeur moyenne de u_s déterminée par l'écart entre les fonctions $\theta_{th2}(u)$, (cf § VI.2.5.4(3))

La Figure 65 présente les valeurs de diffusivité hydrique ainsi calculées pour les quatre éprouvettes de BO.

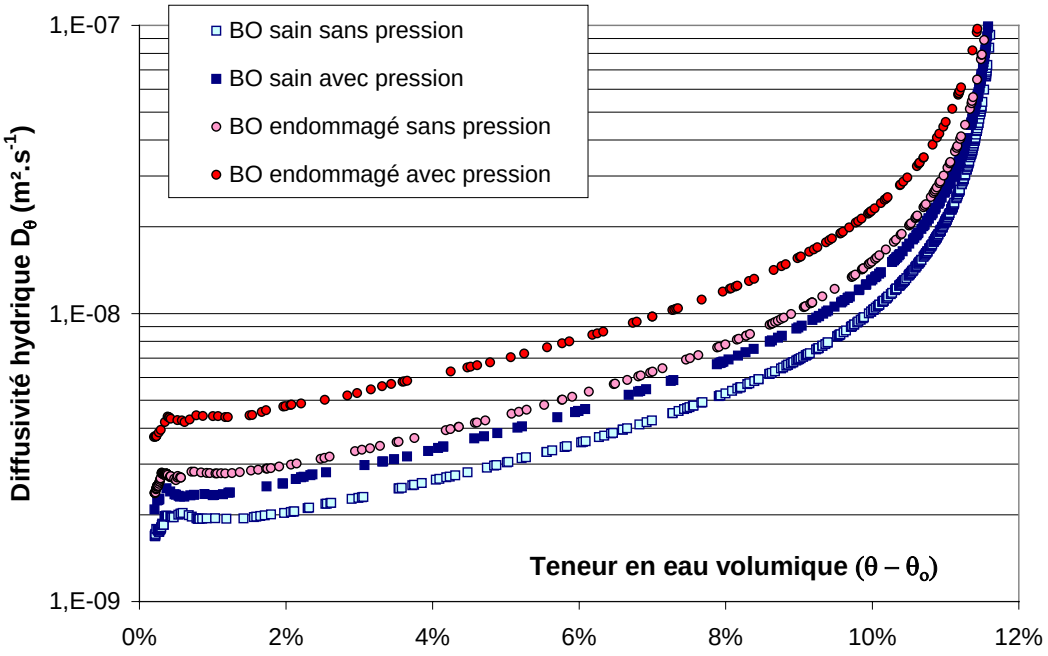


Figure 65 : *Diffusivité hydrique D_θ des quatre éprouvettes de BO testées*

Malgré le retranchement de l'aire n°I dans le cas des imbibitions sous pression (voir Figure 50), les diffusivités hydriques obtenues dans ce cas sont sensiblement différentes de celles obtenues par imbibition simple. Dans le premier cas, la sorptivité ainsi que la valeur de la dérivée dθ/du sont légèrement plus importantes. Cet écart de diffusivité est relatif aux différences constatées entre les profils théoriquement translatés et les profils types mesurés des éprouvettes en imbibition sous pression (cf § VI.2.5.3).

VI.2.6.2. Comparaison entre le BO et le BHP.

Il peut être considéré que les diffusivités évaluées sous pression représentent la borne supérieure de la diffusivité de chaque catégorie d'éprouvettes. De ce point de vue, la comparaison des différentes courbes $D_\theta(\theta)$ obtenues montre que la diffusivité du BHP sain est inférieure à celle du BO (voir Figure 66).

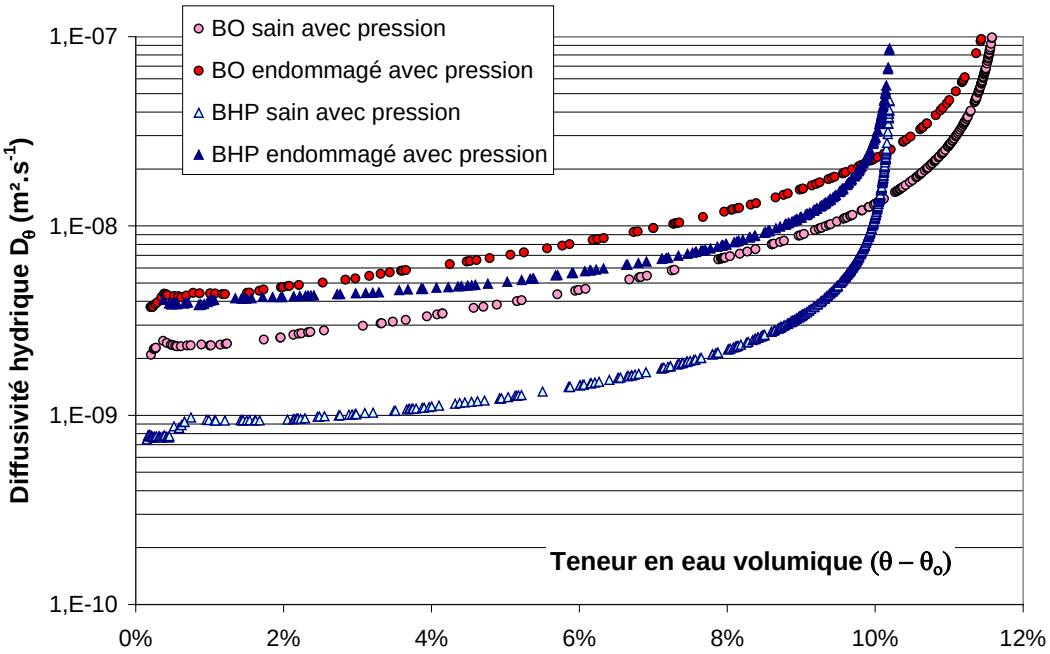


Figure 66 : *Diffusivité hydrique D_θ des éprouvettes de BO et de BHP testées en imbibition sous pression*

Les bétons sains présentent des diffusivités comparables à celles obtenues pour des mortiers ordinaires en imbibition simple pour la même température et pour des pénétrabilités similaires [AOU 97]. Le BO présente toutefois une diffusivité légèrement supérieure à celle d'un mortier ordinaire de rapport E/C très proche et nettement supérieure à celle d'une pâte de ciment de rapport E/C égale à 0,35 et confectionnée avec le même ciment [PER 98].

Il apparaît finalement que l'endommagement maximal engendré en compression uniaxiale augmente la diffusivité hydrique du BO et du BHP d'un facteur environ égal à 1,5 et 2 respectivement. L'allure des courbes $D_\theta(\theta)$ ne change pas : elles sont simplement décalées vers des valeurs de diffusivité supérieures.

VI.2.7. Détermination de la perméabilité à l'eau

VI.2.7.1. Volume d'eau infiltré

L'évaluation de la perméabilité à l'eau nécessite le calcul du volume d'eau infiltré dans l'éprouvette ΔV_i au temps $t_{réf(i)}$ à partir de l'équation (VI-28). Ce calcul consiste en l'intégration selon z de la répartition des teneurs en eau dans l'éprouvette au $t_{réf(i)}$ d'exécution des mesures. Ne connaissant pas la répartition des teneurs en eau pour les cotes inférieures à la première cote scrutée à z = 20 mm, les volumes d'eau absorbés par l'éprouvette ne sont déterminés qu'à partir de l'instant où le front de saturation a atteint la cote z = 20 mm. Les volumes d'eau infiltrés au début de l'essai ne sont donc pas calculés. Les volumes infiltrés par unité de surface (en mL/cm^2 ou en cm) sont calculés à partir des profils de teneur en eau mesurés et sont représentés en Figure 67.

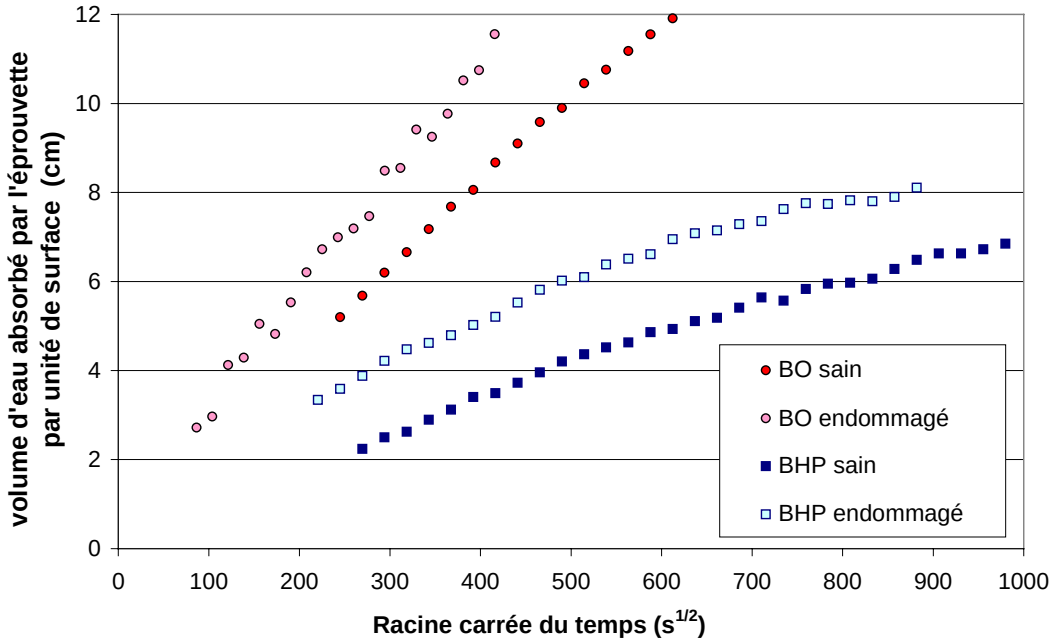


Figure 67 : *Volumes d'eau infiltrés dans les éprouvettes en imbibition sous pression*

Ce volume est théoriquement proportionnel à la racine carrée du temps. Conformément aux observations des profils en variable de Boltzmann, pour les temps importants, ces volumes apparaissent légèrement inférieurs à ce que laisseraient prévoir les valeurs des premiers volumes infiltrés. Les volumes d'eau absorbés par les éprouvettes endommagées et les éprouvettes de BHP semblent présenter un accroissement inférieur à la loi en $t^{1/2}$.

VI.2.7.2. Evaluation de la perméabilité

A partir des relations (VI-28) et (VI-29) la perméabilité à l'eau k_{eau} est directement calculée selon la relation suivante :

$$k_{eau(i)} = \frac{\mu_l u_s}{2\Delta P\sqrt{t_i}} \int_0^L \left(\theta_o - \theta(z,t_i)\right)dz \qquad \text{(VI-34)}$$

L'eau utilisée est de l'eau délivrée par le service local de distribution d'eau (voir § IV.5.1), stockée préalablement dans la salle à 10 ±1°C où se déroulent les essais durant plusieurs mois, de manière à obtenir un équilibre thermique et une diminution de la pression partielle des gaz dissous. Il est à noter que les variations de viscosité d'origine thermique sont prononcées dans le cas de l'eau puisque sa viscosité dynamique chute d'environ 20% lorsque la température croît de 10 K [MUS 91]. Par la suite, la viscosité dynamique de l'eau utilisée sera considérée comme étant égale à $1{,}31.10^{-3}$ Pa.s.

Les valeurs de perméabilité calculées pour chaque catégorie d'éprouvettes sont présentées en Figure 68.

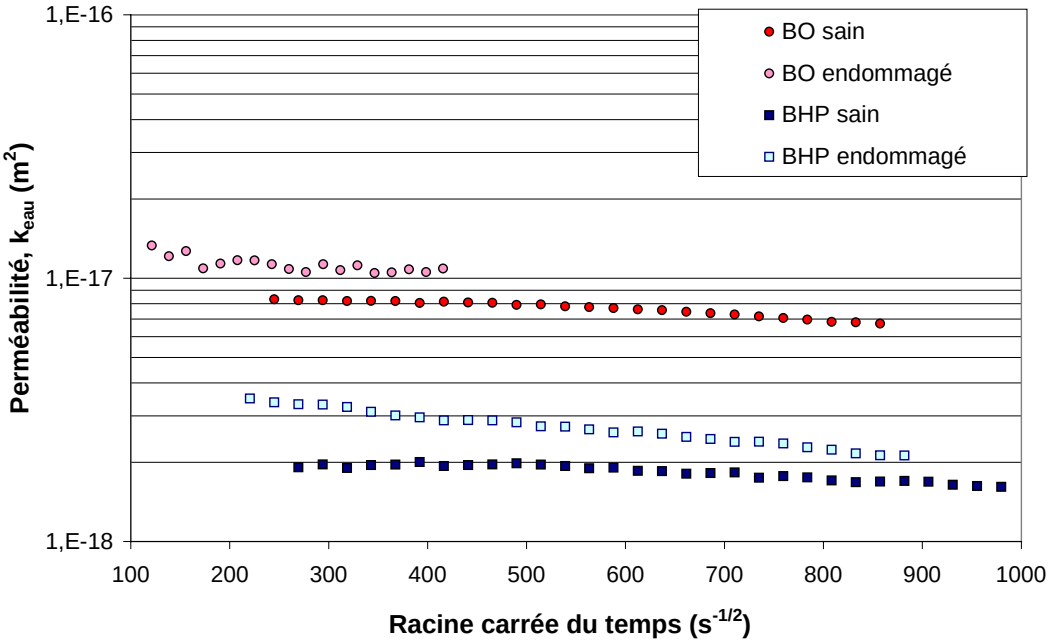


Figure 68 : *Perméabilité des éprouvettes testées en imbibition sous pression*

Si μ_l et u_s sont des constantes, la perméabilité dépend en réalité du rapport du volume d'eau ΔV_i sur la racine carrée du temps t_i. Comme le laisse présager l'évolution temporelle de ΔV_i, la perméabilité à l'eau a tendance à diminuer avec le temps.

Il est à noter que l'écart de perméabilité entre les éprouvettes de BHP saines et endommagées tend à diminuer avec le temps. La diminution de la perméabilité avec le temps est en effet plus importante pour les éprouvettes endommagées que pour les éprouvettes saines. Cette diminution est probablement liée aux phénomènes d'interaction eau - matrice cimentaire évoqués dans la percolation d'eau à travers des échantillons fissurés (voir § VI.1.2.2). A l'issue de chaque essai, un dépôt blanchâtre est d'ailleurs observé à l'intérieur du réservoir d'imbibition dans la partie supérieure, proche de la sous-face de l'éprouvette, (voir annexe 8). Ce dépôt tend à prouver l'existence de réactions : dissolution de la portlandite et d'autres hydrates.

Les valeurs de perméabilité à l'eau obtenues sont du même ordre de grandeur que celles obtenues au gaz. Le BO est environ 10 fois plus perméable à l'eau que les BHP. Par contre l'incidence de l'endommagement maximal engendré en compression uniaxiale cyclique sur la perméabilité à l'eau est nettement plus limitée que ne le laisserait prévoir l'incidence sur la perméabilité au gaz des bétons.

Cependant, il est à noter que ces mesures sont effectuées après un temps d'imbibition relativement important. Au tout début de l'essai, l'écart entre les perméabilités à l'eau des éprouvettes saines et endommagées est probablement supérieur à celui constaté par la suite.

VI.2.8. Etude comparative des résultats obtenus

Arrivé à ce stade du développement, les perméabilités mesurées à l'eau et au gaz, ainsi que les diffusivités hydriques sont connues. Il est alors possible, concernant les bétons non-endommagés mécaniquement, de comparer les valeurs obtenues à celles existant dans la littérature. De plus, de nombreuses mesures ont déjà été réalisées sur le même béton ordinaire de composition définie " BO ". [BAR 94], [BAR 99], [VIL 01], [KHE 00].

VI.2.8.1. Diffusivité hydrique

Il semble que la diffusivité hydrique soit un paramètre assez difficile à estimer. Les valeurs expérimentales obtenues tendent à dépendre fortement de la méthode de détermination : à partir de la mesure de la perméabilité à la vapeur (méthode de la coupelle) [BAR 94] [KHE 00], imbibition [DAI 86], [BEL 92], [AOU 97], choc hygrique [BAS 89]…

Pour un même matériau il est observé un rapport pouvant aller jusqu'à 100 entre la première méthode (méthode de la coupelle) et les autres. Cet écart considérable a été souligné par divers auteurs [PER 98], [KHE 00].

Nos résultats sont comparés à ceux menés sur une dalle de béton identique, " BO ", en cours de séchage à la même époque et dans une même zone, dans le Tableau VI-9. Nos résultats sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus sur la dalle par choc hygrique.

Méthodes de mesures	Diffusivité hydrique, D_θ ($m^2.s^{-1}$)
Méthode de la coupelle [KHE 00]	$1.10^{-11} < D_\theta < 3.10^{-11}$
Choc hygrique [KHE 00]	$10^{-8} < D_\theta < 10^{-9}$
Imbibition (présente étude)	$10^{-8} < D_\theta < 10^{-9}$

Tableau VI-9 : *Comparatif de l'ordre de grandeur des diffusivités hydriques obtenues pour le " BO " selon différentes méthodes de mesures*

VI.2.8.2. Perméabilité

(1) Perméabilité à l'eau

Concernant le BO, les perméabilités mesurées à l'eau sont assez variables compte tenu des diverses compositions employées. Elles sont souvent comprises entre 10^{-11} et 10^{-12} m/s soit entre 10^{-18} et 10^{-19} m² [GER 96a], lorsqu'elles sont mesurées directement à partir des débits percolant sous des gradients de pression importants durant une période assez longue. Nos valeurs sont supérieures d'un ordre de grandeur à ces résultats.

Peu de données existent sur les mesures de perméabilité à l'eau de bétons haute performance. Certains travaux en utilisant une cellule triaxiale aboutissent à des valeurs plus faibles comprises entre 10^{-12} et 10^{-16} m/s soit entre 10^{-19} et 10^{-23} m² [ELD 95]. Ces valeurs ont cependant été obtenues pour des débits de sortie très faibles inférieurs aux débits d'entrée dans le matériau. Ces valeurs demeurent néanmoins plus faibles que celles que nous avons obtenues pour le BHP et BHPF.

(2) Perméabilité au gaz

Les perméabilités au gaz sont fortement dépendantes du préconditionnement. Les perméabilités mesurées après un séchage à 105°C de plusieurs semaines, procurent la meilleure uniformisation des degrés de saturation. Ces valeurs ne sont probablement pas représentatives de la perméabilité du matériau en service mais peuvent constituer des éléments intéressants de comparaison entre bétons. Après ce préconditionnement, un béton ordinaire ou haute performance présente une perméabilité comprise entre 8.10^{-17} m² et $2{,}5.10^{-16}$ m² [QUE 97]. Ces valeurs sont conformes à celles que nous avons obtenues pour le BHP (2.10^{-17} m²) et un peu inférieures à celles obtenues pour le BO ($5{,}5.10^{-17}$m²).

Il est à noter que le séchage à 105°C sur les échantillons de BO a été poursuivi plusieurs mois, et que, comme le degré de saturation tend asymptotiquement vers une valeur stable, la perméabilité au gaz du matériau suit donc la même tendance. De ce point de vue, les résultats obtenus pour un séchage par paliers à des degrés de saturation définis [VIL 01] sont des éléments de comparaison intéressants. Dans cette étude, après un séchage ultime dans des conditions d'humidité relative de 3%, le degré de saturation moyen des éprouvettes est de l'ordre de 12 % et sa perméabilité intrinsèque au gaz est de $3{,}5.10^{-17}$m².

Pour le BO, après l'étape de séchage n°1, le degré de saturation moyen observé sur des éprouvettes saines est d'environ 11 % et leur perméabilité moyenne est d'environ $1{,}1.10^{-17}$ m^2. Ces dernières mesures et celles du paragraphe précédent (12%, $3{,}5.10^{-17}$m²) sont relativement proches, mais il semble qu'une répartition non homogène de l'humidité dans l'éprouvette, pour un degré de saturation moyen très proche, entraîne une légère diminution de la perméabilité au gaz.

Par ailleurs, des études conduites à partir de données expérimentales sur le séchage du BO aboutissent à l'aide d'une analyse considérant une pression de phase gazeuse non constante dans le matériau à une perméabilité intrinsèque de 3.10^{-21} m² [BAR 99]. Il y a là une divergence difficilement explicable avec tous les résultats expérimentaux cités plus haut.

(3) Comparatif entre les perméabilités des bétons mesurées à l'eau et au gaz

Pour que le séchage préalable aux mesures de perméabilité au gaz des bétons soit représentatif de la perméabilité intrinsèque du matériau, l'eau libre ou capillaire doit être seule évacuée (cf § I.2.2). Un séchage plus poussé peut entraîner en effet une évaporation de l'eau liée et une détérioration de la matrice cimentaire engendrant un accroissement " artificiel " de la perméabilité [YSS 97].

Des variations importantes de la perméabilité intrinsèque au gaz en fonction du degré de saturation des échantillons existent [JAC 98] [ABB 99]. Généralement une fonction de type logarithmique ($k_v = – a.\ln(s) + b$) relie la perméabilité mesurée et le degré de saturation, s, des éprouvettes [ABB 98]. Le degré de saturation moyen des éprouvettes pour lequel la perméabilité mesurée au gaz correspond à celle mesurée à l'eau peut alors être déterminé.

Cette détermination suppose cependant que pour un degré de saturation moyen donné, les mesures de perméabilité intrinsèque au gaz obtenues après chaque étape de séchage, soient représentatives de celles pour des éprouvettes dont le degré de saturation est uniformément réparti (c'est le cas des études où est introduite la relation du type $k_v = – a \ln(s)+b$).

Pour le BO, après l'étape de séchage n°1, le degré de saturation moyen observé sur des éprouvettes saines est d'environ 10,6 % et leur perméabilité moyenne est d'environ $1{,}1.10^{-17}$ m^2, c'est à dire très proche de la perméabilité mesurée à l'eau ($0{,}9.10^{-17}$). Pour le BHP, nous ne disposons pas de mesures de perméabilité au gaz correspondant directement à celle mesurée à l'eau. A partir des perméabilités au gaz encadrant celle obtenue à l'eau et en considérant une fonction du type ($k_v = – a.\ln(s) + b$), le degré de saturation moyen correspondant est estimé à 11 %.

Par conséquent pour le BO comme pour le BHP, la perméabilité intrinsèque au gaz correspondant à la perméabilité à l'eau du béton est obtenue pour un degré de saturation moyen dans l'éprouvette proche de 11 %.

A partir de cette constatation, on peut formuler l'hypothèse qu'un séchage entraînant un degré de saturation plus faible dans l'échantillon (inférieur à 11 %) provoquerait un drainage des pores ne participant pas à la percolation de l'eau en phase liquide à travers le béton. Selon nos résultats, la perméabilité intrinsèque au gaz mesurée pour un échantillon ayant un degré de saturation de 11% est donc mieux corrélée avec la perméabilité à l'eau du béton considéré.

VI.2.9. Conclusion

Les valeurs de diffusivité hydrique en imbibition des bétons sont légèrement supérieures à celles obtenues sur des mortiers à température identique.

L'incidence de l'endommagement sur la valeur de la diffusivité hydrique D_θ paraît limitée. L'endommagement maximal engendré dans cette étude en compression uniaxiale (pour $\varepsilon/\varepsilon_c$ proche de 1) augmente la diffusivité hydrique des bétons d'un facteur inférieur ou égal à deux.

Les perméabilités à l'eau déduites de ces essais sur des éprouvettes saines sont cohérentes avec les perméabilités mesurées au gaz pour un séchage modéré des matériaux, tel que le degré de saturation moyen des éprouvettes soit proche de 11%.

Contrairement à la perméabilité au gaz des bétons, l'incidence de l'endommagement sur la perméabilité à l'eau est peu marquée. Le rapport d'accroissement de perméabilité à l'eau engendré par un endommagement en compression uniaxiale, tel que les déformations maximales soient proches des déformations au pic de résistance n'est que de l'ordre de 1,5.

Cette influence mineure de l'endommagement sur la perméabilité, voire sur la diffusivité hydrique, est peut être liée à la réduction de la perméabilité à l'eau du matériau endommagé au cours du temps, elle-même due aux interactions eau-matrice cimentaire observées et détaillées précédemment dans le cas de la percolation d'eau à travers des échantillons fissurés (cf § VI.1.2).

Il est intéressant de noter que l'endommagement n'a pas d'influence sur la vitesse d'avancement du front de saturation des éprouvettes imbibées sous pression (front de cote z_s défini par l'équation (VI-19)) mais par contre augmente la vitesse du front d'humidité (front de cote z_h défini par l'équation (VI-18)) dans l'éprouvette. L'endommagement accroît donc uniquement l'étendue de la zone de propagation de l'humidité dans le matériau non saturé.

Conclusions générales et perspectives

L'ensemble des résultats expérimentaux et les interprétations qui en découlent permettent d'expliquer certaines divergences observées par différents auteurs concernant l'évaluation de l'influence de l'endommagement mécanique sur la perméabilité des bétons. La récapitulation des résultats obtenus permet d'apporter des éléments de réponse aux différentes interrogations évoquées en introduction.

(1) Perméabilité effective des bétons fissurés

Lorsque le matériau fissuré est soumis à un gradient de pression totale, ce sont les fissures qui contrôlent la circulation du fluide. Si leurs ouvertures atteignent des valeurs de 10 µm, le degré de saturation du béton n'a quasiment plus aucune incidence sur la perméabilité globale.

De plus, dans la configuration des sollicitations, c'est la fissure principale dont l'ouverture w_1 est la plus importante qui conditionne la globalité de l'écoulement et qui constitue le paramètre déterminant. La valeur de l'espacement moyen des fissures relatif à la densité de fissuration a une moindre influence.

De manière générale, l'accroissement absolu de la perméabilité $k_V(d) - k_Vo$ selon le plan perpendiculaire aux directions d'extension i est proportionnel à la déformation moyenne positive ε_{ri}, élevée à la puissance 3, si $\varepsilon_{ri} > \varepsilon_{ti}$. Le coefficient de proportionnalité est cependant délicat à déterminer avec précision. C'est la nature du matériau qui conditionne alors, outre le paramètre lié à la rugosité des fissures ξ, la distribution des tailles de fissures créées pour une déformation moyenne donnée et par conséquent l'ouverture maximale de celles-ci.

La rugosité des parois des fissures créées est plus importante pour le BO que pour le BHP. A ouverture équivalente, une fissure dans le BHP, obtenue lors des essais par fendage d'un disque de béton, oppose une moindre résistance à l'écoulement qu'une fissure dans le BO. Les fibres du BHPF agissent selon divers modes. Elles diminuent l'ouverture de fissure maximale en créant une fissuration plus répartie dans le matériau. En outre, il semble aussi que les fibres créent une rugosité supplémentaire. A ouverture équivalente, une fissure dans le BHPF oppose donc une résistance supérieure, proche de celle d'une fissure dans le BO.

La détermination de la perméabilité au gaz d'échantillons fissurés nécessite des mesures sur une plage étendue de pressions d'injection afin de pouvoir évaluer la composante visco-inertielle de l'écoulement lors de son apparition. La transition des méthodes de mesure et d'analyse mises en œuvre aboutit alors à des perméabilités intrinsèques k_V concordantes et permet d'étendre la détermination de la perméabilité à des échantillons présentant des fissures d'ouverture allant jusqu'à environ 100 µm.

(2) Interaction eau-matrice cimentaire

La perméabilité à l'eau d'un béton fissuré est mesurable sous des gradients de pression modérés (0,02 MPa/m). Cette perméabilité diminue au cours du temps d'exposition de la fissure à l'eau douce utilisée, essentiellement du fait de phénomènes de précipitation-dissolution qui s'opèrent dans la fissure. Cette diminution est d'autant plus importante que le béton a une faible stabilité chimique (teneur en calcium importante). Cette réduction est en effet plus marquée pour le BO que pour les BHP.

Les perméabilités de matériaux fissurés obtenues avec des mesures à l'eau, k_{eau}, et au gaz, k_{gaz}, sont proches, à condition de considérer les premières mesures dans le temps de k_{eau}. Pour une ouverture de fissure principale identique, le rapport de perméabilité k_{eau}/k_{gaz} est de l'ordre de 2 pour le BHP tandis que pour le BO et le BHPF, ce rapport est compris entre 0,4 et 0,8. Dans ce dernier cas, la rugosité des parois des fissures, ξ, favorise probablement la réactivité du fluide dans les fissures et élève le rapport k_{eau}/k_{gaz}.

Concernant la détermination de la perméabilité à l'eau à partir des imbibitions sous pression pour des éprouvettes endommagées uniformément et modérément, l'observation d'une légère diminution de la perméabilité avec le temps laisse donc aussi supposer une modification des réseaux poreux microfissurés ou sains au contact de l'eau de percolation utilisée.

Il est à noter que, pour toutes les mesures de perméabilité à l'eau effectuées, des dépôts blanchâtres, probablement de calcite, révélateurs de la réactivité de l'eau avec le béton sont apparus à la surface des échantillons et/ou sur les pièces de montage en contact avec l'eau de percolation.

(3) Influence d'un endommagement continu modéré

Un endommagement continu du milieu, obtenu par compression uniaxiale cyclique, avant limite de localisation, engendre, dans la partie médiane des éprouvettes sollicitées, une microfissuration diffuse qui ne se referme pas complètement après déchargement. Cet endommagement, si modéré soit-il, provoque une augmentation perceptible des propriétés de transfert du matériau mesurées selon l'axe de sollicitation.

(i) Perméabilité au gaz

Pour des déformations proches de la déformation maximale au pic de résistance du béton en compression uniaxiale, la perméabilité intrinsèque au gaz est augmentée d'environ un ordre de grandeur.

Les différentes mesures réalisées permettent de montrer que l'augmentation de la perméabilité constatée est directement liée aux déformations maximales subies par le béton durant le chargement, indépendamment du nombre de cycles de charge appliqués. Le rapport des déformations sur la déformation au pic, $\varepsilon/\varepsilon_c$, traduit la même évolution de la perméabilité pour les trois bétons étudiés : une augmentation très nette de la perméabilité est observée au delà du seuil $\varepsilon/\varepsilon_c = 0{,}8$.

Parallèlement, la diminution du coefficient β_k atteste d'une modification de la structure poreuse du béton sollicité, se traduisant par un élargissement du diamètre moyen des pores participant à la percolation du gaz à travers les échantillons endommagés. Par ailleurs, pour une déformation donnée, la perméabilité des BO demeure toujours supérieure à celle des BHP qui, pourtant, supportent des déformations nettement supérieures.

La perméabilité au gaz peut donc efficacement distinguer un béton endommagé mécaniquement d'un béton sain. Dans cette distinction, la diminution du degré de saturation en eau du béton testé, liée au préconditionnement appliqué aux éprouvettes joue un rôle primordial :
– d'un point de vue comparatif, elle réduit le rapport d'accroissement de la perméabilité ;
– d'un point de vue quantitatif, elle augmente l'accroissement absolu de la perméabilité.
Pour une telle étude comparative, l'uniformité du degré de saturation doit donc être contrôlée et si possible maîtrisée.

A partir d'une évaluation de l'endommagement basée sur une diminution relative de raideur, et en considérant le rapport d'accroissement de la perméabilité $k_V(d)/k_Vo$, une relation endommagement – perméabilité commune à tous les types de béton étudiés et valide pour de faibles valeurs d'endommagement (inférieures à 0,18), est définie expérimentalement (cf relation (V-2). Ce résultat constitue un point essentiel de notre étude.

(ii) Perméabilité à l'eau

L'exploitation des profils de teneur en eau durant une imbibition sous charge nulle puis sous charge hydraulique positive permet la détermination de la diffusivité hydrique ainsi que de la perméabilité à l'eau des éprouvettes saines et endommagées en compression. Pour des éprouvettes saines, les valeurs de diffusivité hydrique ainsi obtenues sont proches de celles de mortiers de ciment dans des conditions analogues, et les perméabilités à l'eau déduites sont cohérentes avec celles mesurées au gaz après un séchage modéré des matériaux.

L'endommagement maximal engendré dans cette étude en compression uniaxiale (pour $\varepsilon/\varepsilon_c$ proche de 1) provoque une plus grande sorptivité des éprouvettes et a pour conséquence l'extension de la zone de diffusion dans le matériau. Il augmente la diffusivité hydrique des bétons d'un facteur environ égal à deux et la perméabilité à l'eau d'un facteur environ égal à 1,5.

L'influence mineure de l'endommagement sur la valeur de la perméabilité à l'eau, et même sur celle de la diffusivité hydrique, peut être due en partie à la réduction de la perméabilité à l'eau du matériau endommagé au cours du temps, du fait des interactions eau-matrice cimentaire. L'influence d'un tel endommagement pour un BO et un BHP sur la perméabilité à l'eau est toutefois similaire.

Les rapports d'accroissement de la perméabilité pour un tel endommagement varient de 2 à 10 selon que les perméabilités sont mesurées à l'eau ou au gaz. Cette constatation explique peut être pourquoi, dans certaines études, conduites avec des mesures de perméabilité à l'eau, ne sont observés que des accroissements de perméabilité assez faibles [SAM 92], voire non-significatifs [HEA 99].

La perméabilité qui est fortement dépendante du réseau poreux et de sa connectivité dépend donc indirectement de l'endommagement. En ce sens, la perméabilité intrinsèque au gaz du béton peut alors par contre être considérée comme un bon indicateur d'endommagement.

(4) Perspectives

Sur le plan expérimental, des essais menés à plus grande échelle, permettraient d'affiner les paramètres des relations endommagement-perméabilité obtenues. En effet, si la précision des mesures effectuées est dans l'ensemble satisfaisante, l'incertitude relative à la détermination de l'effet de l'endommagement mécanique sur les paramètres de transfert provient essentiellement de l'hétérogénéité du matériau. Celle-ci, engendre des variations du comportement mécanique et de la perméabilité des échantillons de béton étudiés et confectionnés à partir d'une même gâchée.

Par ailleurs, des essais de perméabilité au gaz menés sur d'autres compositions de béton permettraient un recoupement éventuel des résultats obtenus, à savoir la validation d'une relation endommagement-perméabilité globale, voire même une confirmation de la relation formulée et des coefficients ajustés.

Cette étude menée après déchargement rend compte de l'effet irréversible de l'endommagement sur les paramètres de transfert du matériau. Les résultats d'essais sous contrainte seraient un complément intéressant, car plus représentatifs des conditions de service du béton dans un ouvrage. Une réalisation des dispositifs expérimentaux adéquats peut néanmoins s'avérer complexe, notamment dans le cas de mesures de diffusivité ou de perméabilité à l'eau. La mesure de perméabilité au gaz, de par sa mise en œuvre, est probablement la plus adaptable. De plus, la percolation d'un gaz est particulièrement sensible à l'apparition et à l'ouverture de fissures d'un milieu poreux tel que le béton. Les évolutions de la perméabilité au gaz constatées sont très certainement davantage amplifiées lorsque le matériau est maintenu sous contrainte mécanique.

Des modèles discrets de la structure poreuse de type " réseau " présentent l'avantage d'avoir été validés dans le cadre de la mécanique de l'endommagement continu [PIJ 00], et de rendre compte de l'évolution de la connectivité du réseau poreux ainsi modélisé. Chaque élément de ce réseau a un comportement élastique-fragile défini auquel il peut être attribué une perméabilité dépendante de son état d'endommagement. Dans le cas où la réponse globale du réseau entre l'endommagement, identifié à la perte de raideur, et la perméabilité, serait indépendante de sa taille, l'existence d'une relation endommagement-perméabilité unique serait aussi confirmée sur le plan théorique. Un tel travail est en cours au sein de l'ERT R&DO de notre Laboratoire, LGCNSN.

Cette étude peut aussi fournir des éléments pour une modélisation des effets de l'endommagement continu sur les paramètres de transfert des bétons. Pour un endommagement modéré, avant la localisation, une approche isotrope de l'endommagement peut être envisagée mais une approche anisotrope s'avèrerait probablement nécessaire avant l'apparition de fissures organisées. Dans ce cas, d'autres paramètres inhérents à la composition du matériau et relatifs à la géométrie des fissures pourraient intervenir. En ce sens, la perméabilité des échantillons fissurés peut apporter quelques éléments de réponse.

Il est à noter que pour des endommagements plus importants, il existe encore probablement d'autres paramètres structurels à prendre en compte et qu'au stade ultime de l'endommagement, la perméabilité du béton semble difficilement définissable.

Enfin, dans le cadre d'une approche environnementale, il conviendrait de prendre en compte l'incidence des dégradations d'origine chimique (voir Figure 1) pour une modélisation du couplage endommagement-perméabilité dans son ensemble.

Bibliographie

[ABB 98] **Abbas, A.,** “ Ecoulement gazeux dans les bétons partiellement saturés : application à la mesure de perméabilité ”, Thèse de Doctorat, INSA de Toulouse, 1998.

[ABB 99] **Abbas, A., Carcassès, M., Ollivier, J-P.**,“ Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation ”, *Materials and Structures*, vol. 32, pp. 3-8, 1999.

[ABB 00] **Abbas, A., Carcassès, M., Ollivier, J.P.**,“ The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete ”, *Magazine of Concrete Research.*, vol. 52, n°1, pp. 1-6, 2000.

[AFR 97] **AFREM : groupe durabilité des bétons,** “ Mode opératoire recommandé, essai de perméabilité au gaz du béton durci ”**,** *Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons*, « *Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité* », Toulouse, 11-12 décembre, pp. 125-134, 1997.

[ALD 99a] **Aldea, C.M., Shah, S.P., Karr, A.**,“ Permeability of cracked concrete ”, *Materials and Structures*, vol. 32, pp. 370-376, 1999.

[ALD 99b] **Aldea, C.M., Shah, S.P., Karr, A.**,“ Effect of cracking on water and chloride permeability of concrete ”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 11, n°3, pp. 181-187, 1999.

[AOU 97] **Aouaïssia-Abdallah, N.,** “ Mesure dynamique des paramètres du transfert isotherme d’humidité dans un mortier ”, Thèse de Doctorat, Université de Nantes – Ecole Centrale de Nantes, Saint-Nazaire, 1997.

[BAM 87] **Bamforth, P.B.,** “ The relationship between permeability coefficient for concrete obtained using liquid and gases ”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 39, n°138, pp. 3-11, 1987.

[BAR 94] **Baroghel-Bouny, V.,**“ Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons ; méthodes, analyse, interprétations ”, *Edition du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, Paris,1994.

[BAR 99] **Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T., Coussy, O.,** “ Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials ”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp 1225-1238, 1999.

[BAR 96] **Bary, B.,** “ Etude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé ”, Thèse de Doctorat, ENS Cachan, 1996.

[BAS 89] **Bastian, G.,** “ Détermination dynamique des paramètres des transferts couplés de chaleur et d’humidité au sein d’un mortier en régime hygroscopique ”, Thèse d’Etat, Université de Nantes – E.N.S.M., Saint-Nazaire, 1989.

[BAZ 87] **Bazant, Z., Sener, S., Kim, J-K.**,“ Effect of Cracking on Drying Permeability and Diffusivity of concrete ”, *ACI Materials Journal*, pp. 351-357, 1987.

[BEA 72] **Bear, J.,** “ Dynamics of fluids in porous media ”, *American Elsevier publishing company*, New York, 1972.

[BEL 92] **Bellini Da Cunha Neto, J.A.,** “ Transport d’humidité en matériaux poreux en présence d’un gradient de température. Caractérisation expérimentale d’un béton cellulaire ”, Thèse de Doctorat, Université Joseph Fournier, Grenoble, 1992.

[BOR 88] **Bories, S.,** “ Recent advances in modelisation of coupled heat and mass transfer in capillary – porous bodies ”, *6th International Drying Symposium*, pp. 47-61, Versailles, France, 1988.

[BOU 99] **Boulay, C., Le Maou, F., Renwez, S.**,“ Quelques pièges à éviter lors de la détermination de la résistance et du module en compression sur cylindre de béton ”, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 220, pp. 63-78, 1999.

[BUI 92] **Buil, M., Ollivier, J.P.,** “ Conception des bétons : la structure poreuse ”, « La durabilité des bétons », Presses de l’ENPC, chapitre 3, pp. 57-99, 1992.

[CAR 56] **Carman, P.C.**, “ Flow of gases through porous media ”, *Academic press*, New York, 1956.

[CAR 99] **Carpinteri, A., Ferro, G., Monetto, I.**,“ Scale effects in uniaxially compressed concrete specimens ”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 51, n°3, pp. 217-225, 1999.

[CAS 95] **Castro-Montero, A., Jia, Z., Shah, S.P.,** “ Evaluation of damage in Brazilian test using holographic interferometry ”, *ACI Materials Journal*, vol. 92, n°3, 1995

[CHR 94] **Christaras, B., Auger, F., Mosse, E.,** “ Determination of the moduli of elasticity of rocks. Comparison of the ultrasonic velocity and mechanical resonance frequency methods with direct static methods ”, *Materials and Structures*, vol. 27, pp. 222-228, 1994.

[CHI 97] **Chidiac, S.E., Grattan-Bellew, P.E., Hoogeveen, T.J., Razaqpur, A.G.,** “ Effect of stress induced damages on the permeation properties of concrete ”, *International Conference on Engineering Materials*, Ottawa, Canada, 1997.

[CRA 96] **Crausse, P., Laurent, J.P., Perrin B.**,“ Influence des phénomènes d'hystérésis sur les propriétés hydriques de matériaux poreux ”, *Revue Générale de Thermique*, vol. 35, pp. 95-106, 1996.

[DAI 86] **Daïan, J.F.**, “ Processus de condensation et de transfert d’eau dans un matériau méso et macroporeux. Etude expérimentale du mortier de ciment. ”, Thèse d’Etat, INPG, 1986.

[DAI 93] **Daïan, J.F., Saliba, J.**,“ Transit moisture transport in a cracked porous medium ”, *Transport in Porous Media*, vol. 13, pp. 239-260, 1993.

[DAI 00] **Daïan, J.F.,** “ Communication personnelle ”, Juillet 2000.

[DAI 01] **Daïan, J.F.,** “Evaluation des propriétés de transfert dans les matériaux cimentaires, études critiques des modèles ”, *Revue française de génie civil, Transferts dans les bétons et durabilité*, vol. 5, n°2-3, pp. 179-202, 2001.

[DAN 01] **Daniel, L.,** “ Le comportement de poutres en béton à hautes performance fibré sous sollicitation cycliques ”, Thèse de Doctorat, Université de Nantes – Ecole Centrale de Nantes, Nantes, 2001.

[DHI 89] **Dhir, R.K., Hewlett, P.C, Chan, Y.N.,** “ Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability ”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 41, n°147, pp. 87-97, 1989

[DUL 79] **Dullien, F.A.L.,** “ Porous media, Fluid transport and pore structure ”, Academic press, London, 1979.

[DUV 92] **Duval, R., Hornain, H.,** “ La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives ”, « La durabilité des bétons », *Presses de l’ENPC*, chapitre 9, pp. 351-391, 1992.

[EDV 99] **Edvardsen, C.,** “ Water permeability and autogeneous healing of cracks in concrete ”, *ACI Materials journal*, vol. 96, n°4, pp. 448-454, 1999

[ELD 95] **El-Dieb, A. S., Hooton, R.D.**,“ Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°6, pp. 1199-1208, 1995.

[GER 96a] **Gérard, B.,** “ Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs ”, Thèse de Doctorat, ENS Cachan, 1996.

[GER 96b] **Gérard, B., Breysse, D., Ammouche, A., Houdusse, O., Dirdry ,O.,** “ Cracking and permeability of concrete under tension ”, *Materials and Structures*, vol. 29, pp. 141-151, 1996.

[GUE 92] **Guéguen, Y., Palciauskas, V.,** “ Introduction à la physique des roches ”, *Edition Hermann*, Paris, 1992.

[GAR 90] **Garboczi**, **E.J.,**“ Permeability, diffusivity, and microstructural parameters: a critical review ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 20, pp. 591-601, 1990.

[HEA 97] **Hearn, N., Lok, G.**,“ Measurement of permeability under uniaxial compression - A test method. ”, *ACI Materials Journal*, vol. 95, n°6, pp. 691-694, 1997.

[HEA 98] **Hearn, N.,** “ Self-sealing, autogeneous healing and continued hydration: what is the difference? ”, *Materials and Structures*, vol. 31, pp 563-567, 1998

[HEA 99] **Hearn**, **N.,**“ Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete ”, *ACI Materials Journal*, vol. 96, n°2, pp. 234-241, 1999.

[HOR 96] **Hornain, H., Marchand, J., Ammouche, A., Commène, J.P., Moranville, M.** “ Microscopic observation of cracks in concrete - A new sample preparation technique using dye impregnation ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n°4, pp. 573-583, 1996.

[JAC 98] **Jacobs, F.**,“ Permeability to gas of partially saturated concrete ”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 50, n°2, pp. 115-121, 1998.

[KER 91] **Kermani**, **A.,**“ Permeability of stressed concrete ”, *Building Research and Information*, vol. 19, n°6, pp. 360-366, 1991.

[KHE 00] **Khelidj A., Baroghel-Bouny, V., Bastian, G., Godin, J., Villain G.,** “ Détermination expérimentale des gradients résultant d’une interaction hydratation-séchage dans une dalle en béton ”. Thème OA 9 du LCPC - Paris. Rapport final, Janvier 2000.

[KLI 41] **Klinkenberg, L.J.**, “ The permeability of porous media to liquid and gases ”, *American Petroleum Institute, Drilling and Production Practice*, pp. 200-213, 1941.

[KOL 89] **Kollek**, **J.J.,**“ The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method - a recommendation ”, *Materials and Structures*, vol. 22, pp. 225-230, 1989.

[LAB 91] **La Borderie, C.,** “ Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l’analyse de structures en béton ”, Thèse de Doctorat, ENS de Cachan, 1991.

[LEB 00] **Le Bras, G.,** “ Etude expérimentale du début de la consolidation de sédiments fins naturels ”, Thèse de Doctorat, Université de Nantes – Ecole Centrale de Nantes, Saint-Nazaire, 2000.

[LEM 88] **Lemaitre, J., Chaboche, J.L.,** “ Mécanique des matériaux solides ”, *Edition Dunod, 2ème édition*, Paris 1988.

[LOB 53] **Lobo B. Carneiro, F.L., Barcillos A.,** “ Résistance à la traction des bétons ”, Bulletin RILEM (I), n°13, pp. 97-108, 1953

[LYD 95] **Lydon, F.D.,** “ Effect of coarse aggregate and water/cement ratio on intrinsic permeability of concrete subject to drying ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°8, pp. 1737-1746, 1995.

[MAR 89] **Martinet, J.,** “ Eléments de thermocinétique (2 tomes) ”, (Tech. Et Doc., Lavoisier, Paris) 1989.

[MAS 80] **Maso, J.C.,** “ La liaison entre les granulats et la pâte de ciment hydraté ”, *7ème Congrès International de la chimie des ciments, Rapport principal*, Paris, 1980.

[MAS 91] **Massat, M.,** “ Caractérisation de la microfissuration, de la perméabilité et de la diffusion d’un béton : application au stockage des déchets radioactifs ”, Thèse de Doctorat, INSA de Toulouse, 1991.

[MAS 98] **Masse, P., François, R., Gagné, R.,** “ Outils expérimentaux pour l’étude de l’influence de la fissuration sur les propriétés de transfert des bétons ”, *1ères Rencontres internationales « Sciences des matériaux et propriétés des bétons »*, Toulouse, 1998.

[MAZ 84] **Mazars, J.,** “ Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure ”, Thèse de Doctorat d’état, E.N.S.E.T., Université Pierre et Marie Curie, C.N.R.S., 1984.

[MEZ 99] **Meziani, H., Skoczylas, F.,** “ An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and of its permeability under deviatoric loading ”, *Materials and Structures*, vol. 32, pp. 403-409, 1999.

[MOY 87] **Moyne, C.**, “ Transferts couplés chaleur-masse lors du séchage : prise en compte du mouvement de la phase gazeuse ”, Thèse d’Etat , INPL, Nancy, 1987.

[MUS 91] **Musy, A., Soutter, M.,** “ Physique du sol ”, Presses polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1991.

[NEM 98] **Nemati, K.M., Monteiro, P.J.M., Scrivener, K.L.,** “ Analysis of compressive stress-induced cracks in concrete ”, *ACI Materials Journal*, vol. 95, n°5, pp 617-630, 1998

[PEL 93] **Pel, L., Ketelaars, A.J., Adan, O.C.G., Van Well, A. A.,** “ Determination of moisture diffusivity in porous media using scanning neutron radiography ”, *Heat Mass Transfer*, vol. 36, n°5, pp 1261-1267, 1993.

[PER 92] **Perraton, D.,** “ La perméabilité au gaz des bétons hydrauliques ”, Thèse de Doctorat, INSA de Toulouse, 1992.

[PER 99] **Perraton, D., Aïtcin, P-C, Carles-Gibergues, A.,** “ Mesure de la perméabilité au gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Partie I – Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d’un BHP ; Partie II –Etude de l’influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas d’un BHP ”, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°221, pp. 69-87, 1999.

[PER 98] **Perrin, B., Baroghel-Bouny, V.,Chemloul, L.,** “ Méthodes de détermination de la diffusivité hydrique de pâtes de ciment durcies ”, *Matériaux de Construction*, vol. 31, pp. 235-241, 1998.

[PER 96] **Perry, R.H.,** “ Perry’s Chemical engineers’ handbook ”, *Sixth edition*, 1996.

[PIC 00] **Picandet, V., Khelidj, A., Bastian, G.**, “ Effect of mechanical damaging on gas permeability of concrete ”, *2nd International Symposium on Cement and Concrete Technology*, vol. 2, pp. 322-331, Istambul, Turquie, septembre 2000.

[PIC 01a] **Picandet, V., Khelidj, A., Bastian, G.,** “ Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high performance concrete ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 31, pp. 1525-1532, 2001.

[PIC 01b] **Picandet, V., Khelidj, A., Bastian, G.**, “ Gas permeability of mechanically damaged concrete ”, *3rdIinternational Conference on Concrete under severe Conditions: Environment and Loading*, vol. 2, pp. 2054-2061, Vancouver, Canada, juin 2001.

[PIC 01c] **Picandet, V., Khelidj, A.,** “ Optimisation du temps de malaxage des bétons auto-plaçants : Mesures de perméabilité au gaz ”, *Projet national BAP, Rapport de contrat intermédiaire*, Juin 2001.

[PIJ 00] **Pijaudier-Cabot, G.,** “ Micro-crack clustering, non local and gradient damage models ”, Damage and fracture of disordered materials, Krajcinovic, D., Van Mier, J., Eds, CISM courses and lectures n°410, chap. 5, pp. 179-215, 2000.

[PLE 98] **Pleinert, H., Sadouki, H., Wittmann, F.H.,** “ Determination of moisture distributions in porous building materials by neutron transmission analysis ”, *Materials and Structures*, Vol. 31, pp. 218-224, 1998.

[QUE 91] **Quénard, D., Sallée, H.,** “ Le transfert isotherme de la vapeur d’eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment ”, *Cahiers de CSTB*, n°2525, 1991.

[QUE 97] **Quénard, D., Carcassès, M.**, “ Les résultats des essais croisés AFREM : Perméabilité ” *Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité »*, Toulouse, 11-12 décembre 1997, pp. 41-58.

[SAN 96] **Sanjuán, M.A., Muñoz-Martialay, R.,** " Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete ", *Materials Letters*, vol. 27, pp. 263-268, 1996.

[SAM 92] **Samaha, H.R., Hover, K.C.**," Influence of Microcracking on the Mass Transport Properties of Concrete ", *ACI Materials Journal*, vol. 89, n°4, pp. 416-424, 1992.

[SHA 87] **Shah, S.P., Sankar, R.,** " Internal cracking and strain softening response of concrete under uniaxial compression ", Center for concrete and geomaterials, Northwestern University, 1987.

[SHA 01] **Shah, S.P., Lawler, J.S., Rapoport, J.,** " Reinforcing fibers and the permeability of cracked concrete with implications for durability ", *3rd international conference on concrete under sever conditions: Environment and loading*, vol. 1, Keynote paper, pp. 38-49, Vancouver, Canada, juin 2001.

[SKO 99] **Skoczylas, F., Mezziani, H.,** " Variation de la perméabilité d'un mortier sous charge déviatorique ", AUGC, Durabilité des géomatériaux GEO, pp. 101-110, Poitiers 1999.

[SUG 96] **Sugiyama, T., Bremner, T.W., Holm, T.A.**," Effect of Stress on Gas Permeability in Concrete ", *ACI Materials Journal*, vol. 93, n°5, pp. 443-450, 1996.

[TOG 98] **Tognazzi, C.** " Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires : caractérisation et modélisation "**,** Thèse de Doctorat, INSA de Toulouse, 1998.

[TOR 99] **Torrenti, J-M., Didry, O., Ollivier, J-P., Plas, F.,**" La dégradation des bétons, couplages fissuration-dégradation chimique ", *Edition Hermès*, Paris, 1999.

[TSI 98] **Tsimbrovska, M.,** " Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées, évolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure ", Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 1998.

[UJI 98] **Ujike, I., Sato, R., Nagataki, S.,** " A study on air permeability of concrete under elevated temperature ", *2nd International Conference on Concrete under Severe Conditions*, Tromsø, Norway, pp. 443-452, 1998.

[VAU 79] **Vauclin, M., Haverkamp, R., Vachaud, G.,** " Résolution numérique d'une équation de diffusion linéaire, application à l'infiltration de l'eau dans les sols non saturés ", Presses universitaires de Grenoble, 1979.

[VIL 01] **Villain, G., Baroghel-Bouny, V., Kounkou, C., Hua, C.** “ Mesure de la perméabilité au gaz en fonction du taux de saturation des bétons ”, *Revue française de génie civil, Transferts dans les bétons et durabilité*, vol. 5, n°2-3, pp. 251-268, 2001.

[YSS 97] **Yssorche, M.-P.,**“ Importance de l’état hydrique du matériau sur la mesure de la perméabilité au gaz ”, *Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons*, « *Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité* », Toulouse, 11-12 décembre 1997, pp. 25-39.

[YSS 99] **Yssorche M.-P., Ollivier, J-P.**,“ La microfissuration d'auto-dessiccation et la durabilité des BHP et BTHP ”, *Materials and Structures*, vol. 32, pp. 14-21, 1999.

[WAN 97] **Wang, K., Jansen, C., Shah, S.P., Karr, A.F.**,“ Permeability study of cracked concrete ”, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°3, pp. 381-393, 1997.

Index des figures et des tableaux

Figure 1 : Schéma de la séquence considérée du couplage endommagement-paramètres de transfert dans la perspective de l'étude de la durabilité des bétons en service 9
Figure 2 : Profil des vitesses d'un gaz dans un capillaire sous l'effet d'un gradient de pression total 28
Figure 3 : Récapitulatif des grandeurs associées à la percolation d'un gaz à travers un disque de béton lors d'un essai de perméabilité 32
Figure 4 : Exemple et interprétation d'un graphe $k_A = f(1/P_m)$ obtenu à partir de mesures expérimentales pour un BO 35
Figure 5 : Modèles d'endommagement, application en compression uniaxiale 63
Figure 6 : Cycles de chargement en compression uniaxiale appliqués aux éprouvettes 79
Figure 7 : Développement des contraintes radiales dans les zones proches des extrémités en contact avec les plateaux de la presse et incidence sur la fissuration de l'éprouvette [CAR 99] 79
Figure 8 : Schéma de la cellule extensométrique utilisée pour la mesure des déformations longitudinales des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale 80
Figure 9 : Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BHP en compression uniaxiale 81
Figure 10 : Critère d'évaluation du module d'élasticité du matériau endommagé E(d) à partir de son état de contrainte-déformation 82
Figure 11 : Schéma du dispositif utilisé pour la mesure des déplacements latéraux sur les disques durant une compression diamétrale 85
Figure 12 : Courbe contrainte – déplacement latéral enregistrée pour un disque de béton ordinaire sollicité en compression diamétrale cyclique 86
Figure 13 : Schéma du dispositif expérimental de mesure de perméabilité au gaz : perméamètre à charge constante 89
Figure 14 : Schéma d'une cellule du perméamètre, vue en coupe 90
Figure 15 : Schéma de fonctionnement du banc gammadensimétrique 95
Figure 16 : Schéma global du dispositif d'imbibition sous pression nulle ou positive 97
Figure 17 : Schéma du dispositif expérimental de perméabilité à l'eau des disques de béton fissurés 100
Figure 18 : Organigramme de l'utilisation des éprouvettes dans l'élaboration des résultats expérimentaux 102
Figure 19 : Schéma situant les phases " pré-pic " et " post-pic " d'après une courbe contrainte – déformation du béton en compression uniaxiale 103
Figure 20 : Extraction d'un disque d'une éprouvette sollicitée en compression uniaxiale 105
Figure 21 : Degré de saturation des disques après les trois premières étapes de séchage 107
Figure 22 : Hypothèse de partition du flux de gaz à travers un échantillon endommagé. 108
Figure 23 : Perméabilité au gaz des disques après la première étape de séchage selon les déformations maximales subies 109

Figure 24 : Perméabilité au gaz des éprouvettes après la dernière étape de séchage 110
Figure 25 : Accroissement absolu de la perméabilité de chaque béton après la dernière étape de séchage en fonction du rapport de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$ 111
Figure 26 : Evolution du coefficient β_k selon le rapport de déformation $\varepsilon/\varepsilon_c$ 112
Figure 27 : Accroissement absolu de perméabilité après chaque étape de séchage 113
Figure 28 : Perméabilité des BO et des BHPF après chaque étape de séchage 115
Figure 29 : Rapport d'accroissement de la perméabilité après chaque étape de séchage 115
Figure 30 : Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement selon un critère élasto-plastique fragile 118
Figure 31 : Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement par une technique expérimentale ultrasonique (" Grindosonic ") 119
Figure 32 : Numérotation des disques extraits d'une éprouvette saine de béton 122
Figure 33 : perméabilité de disques de BO selon leur niveau d'extraction dans l'éprouvette d'origine (voir Figure 32) 124
Figure 34 : Evolution de la perméabilité des bétons en fonction du déplacement latéral maximal sous contrainte 125
Figure 35 : Relation entre le déplacement latéral résiduel et le déplacement maximal sous contrainte pour le BO sollicité en fendage 127
Figure 36 : Relation entre le déplacement latéral résiduel et le déplacement maximal sous contrainte pour le BO et le BHP sollicités en fendage 128
Figure 37 : Cartographie de la fissuration apparente sur les deux faces d'un disque de BO pour différentes étapes de déformation latérale maximale 129
Figure 38 : Evolution des ouvertures de la fissure principale selon les déformations latérales résiduelles des disques 131
Figure 39 : Evolution du coefficient β_k selon le déplacement résiduel des disque sollicités en traction par fendage 132
Figure 40 : Transition entre écoulements laminaire et turbulent au cours de l'essai : 133
Figure 41 : Transition entre écoulements laminaire et turbulent au cours de l'essai : 134
Figure 42 : Evolution de la perméabilité des disques de BHP après deux modes de préconditionnement, en fonction du déplacement latéral résiduel 136
Figure 43 : Calcul de Δ, distance moyenne entre chaque fissure 137
Figure 44 : Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BO en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$ 142
Figure 45 : Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BHP en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$ 143
Figure 46 : Evolution du rapport d'accroissement de la perméabilité des disques de BHPF en fonction du déplacement latéral résiduel des disques, $\delta_{rés}$ 144
Figure 47 : Rapport des mesures de perméabilité des disques de bétons fissurés : mesure de perméabilité à l'eau / mesure de perméabilité au gaz 151
Figure 48 : Schéma de répartition des teneurs en eau et équivalence des flux d'eau d'une éprouvette en imbibition sous pression 159
Figure 49 : Répartition de la charge hydraulique h de la phase liquide dans l'éprouvette 160
Figure 50 : Evaluation de la diffusivité hydrique et de la perméabilité d'un béton dans un état d'endommagement donné à partir de la représentation graphique de $\theta = f(u)$ en imbibition simple et en imbibition sous pression. 163
Figure 51 : Schéma de préparation des éprouvettes pour les essais d'imbibition, à partir d'éprouvettes 11 x 22 sollicitées ou non en compression uniaxiale. 165
Figure 52 : Mesure des profils de teneur en eau dans le temps 168
Figure 53 : Profils des densités sèches apparentes ρ_o des éprouvettes testées 171

Figure 54 : Profils des densités mesurées sur l'éprouvette de BO saine en imbibition simple pour : 40 minutes ≤ $t_{réf(i)}$ ≤ 486 heures 172
Figure 55 : Profils des teneurs en eau volumique déduits des profils des densités mesurés sur l'éprouvette de BO saine en imbibition simple pour : 40 minutes ≤ $t_{réf(i)}$ ≤ 486 heures 173
Figure 56 : Evolution temporelle des teneurs en eau volumiques pour chaque cote de scrutation visée, z_j , de l'éprouvette de BO saine en imbibition simple 174
Figure 57 : Points de mesures reportés dans le repère $\theta = f(u)$ pour une éprouvette de BO en imbibition simple 175
Figure 58 : Points de mesures reportés dans le repère $\theta = f(u)$ pour une éprouvette de BO en imbibition sous pression, correspondant à une charge hydraulique de 10 m. 175
Figure 59 : Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BO saines en imbibition simple et en imbibition sous pression 178
Figure 60 : Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BO endommagées en imbibition simple et en imbibition sous pression 178
Figure 61 : Lissages des profils types obtenus sur les éprouvettes de BHP saines en imbibition simples et sous pression 179
Figure 62 : Récapitulatif des courbes ajustées n°1 pour différents profils types $\theta = f(u)$ obtenus 180
Figure 63 : Récapitulatif de toutes les courbes ajustées pour le BO ; constance de la valeur u_s 181
Figure 64 : Schéma de répartition des teneurs en eau dans les éprouvettes saines et endommagées à l'instant t_i d'une imbibition sous pression 183
Figure 65 : Diffusivité hydrique D_θ des quatre éprouvettes de BO testées 185
Figure 66 : Diffusivité hydrique D_θ des éprouvettes de BO et de BHP testées en imbibition sous pression 186
Figure 67 : Volumes d'eau infiltrés dans les éprouvettes en imbibition sous pression 187
Figure 68 : Perméabilité des éprouvettes testées en imbibition sous pression 188

Tableau II-1 : Caractéristiques physiques de gaz employés pour des mesures de perméabilité 25
Tableau III-1 : Appellation des différents paramètres mécaniques utilisés 57
Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage perméabilité – endommagement avec des mesures de perméabilité à l'eau 66
Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage perméabilité – endommagement avec des mesures de perméabilité au gaz 69
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des expérimentations menées sur le thème du couplage diffusivité hydrique – endommagement 73
Tableau IV-1 : Composition des bétons étudiés. 76
Tableau IV-2 : Propriétés mécaniques et caractéristiques des matériaux 77
Tableau IV-3 : Présentation des différentes relations endommagement-perméabilité ou endommagement-diffusivité étudiées. 101
Tableau V-1 : Programme de chargement en compression uniaxiale 104
Tableau V-2 : Procédure de séchage et de mesures de perméabilité au gaz appliquée aux disques extraits des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale 106
Tableau V-3 : Préconditionnements adoptés pour les disques de béton sollicités en fendage 123
Tableau V-4 : Récapitulatif des paramètres de la fonction d'évolution $k_V(d)/k_Vo = f(\delta_{rés})$ 141
Tableau V-5 : Récapitulatif des valeurs relatives au paramètre correctif ξ 145
Tableau VI-1 : Réduction du flux d'eau à travers un disque de béton fissuré sous gradient de pression constant en fonction du temps 148
Tableau VI-2 : Récapitulatif des variables d'endommagement des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale et testées en imbibition 164
Tableau VI-3 : Procédure de séchage des éprouvettes testées en imbibition 166
Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif des essais d'imbibition réalisés 167
Tableau VI-5 : Paramètres de programmation des profils de mesure pour les 8 éprouvettes testées 169
Tableau VI-6 : Valeurs de u_s *pour chaque catégorie d'éprouvettes imbibées* 181
Tableau VI-7 : Valeurs de u_h *pour chaque catégorie d'éprouvettes imbibées* 182
Tableau VI-8 : Sorptivité des différentes catégories d'éprouvettes testées 184
Tableau VI-9 : Comparatif de l'ordre de grandeur des diffusivités hydriques obtenues pour le " BO " selon différentes méthodes de mesures 190

Annexes

Sommaire des annexes

Annexe 1 : Mesure de la porosité des bétons étudiés par intrusion de mercure _____ *214*

Annexe 2 : Dispositif de mesure de perméabilité au gaz _____ *216*

Annexe 3 : Dispositifs de mesure des déformations _____ *217*

Annexe 4 : Etude de l'endommagement d'un disque de béton sollicité en compression diamétrale (fendage) _____ *221*

Annexe 5 : Suivi de la fissuration des disques _____ *222*

Annexe 6 : Observation de l'imbibition de disques fissurés préalable aux mesures de perméabilité à l'eau _____ *225*

Annexe 7 : Dispositif de mesure de perméabilité à l'eau _____ *227*

Annexe 8 : Dispositif d'imbibition et de mesure des teneurs en eau locales par gammamétrie _____ *228*

Annexe 1 : Mesure de la porosité des bétons étudiés par intrusion de mercure

Pour le BO, les résultats présentés Figure 1-1 sont extraits des travaux expérimentaux de V.Baroghel-Bouny [BAR 94]. Pour le BHP et le BHPF, les résultats présentés Figure 1-1 sont les résultats des essais effectués à notre demande par le Laboratoire d'Etude des Phénomènes de Transfert Appliqués au Bâtiment, (LEPTAB) de La Rochelle.

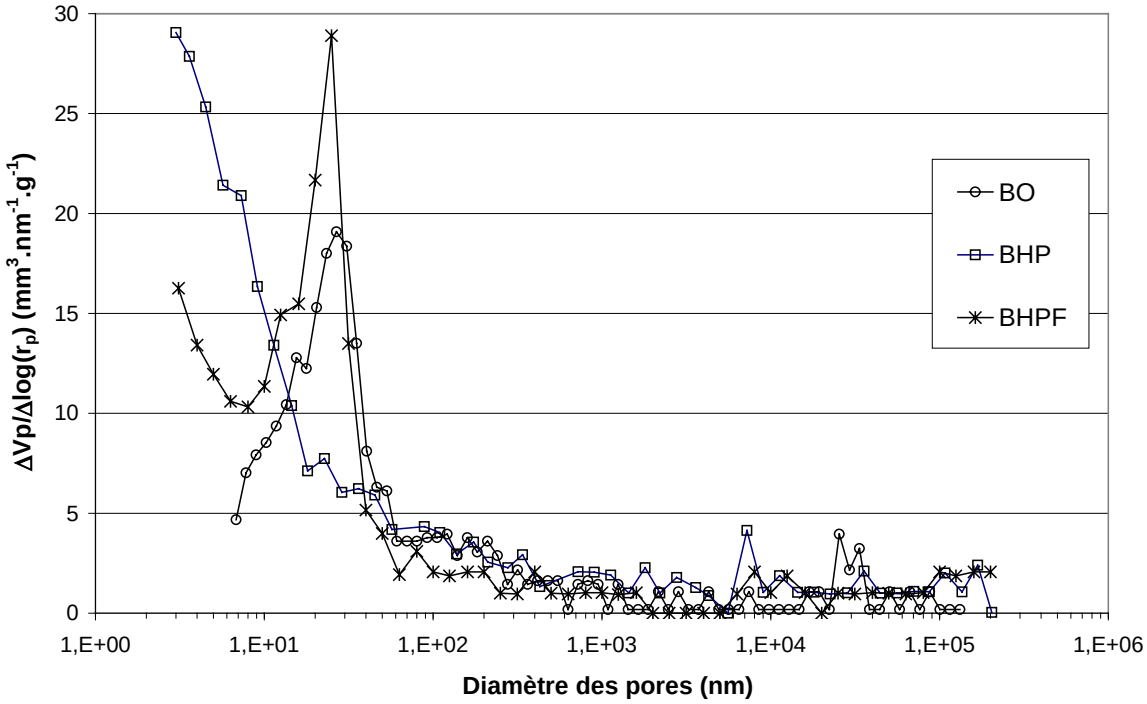


Figure 1-1 : *Distribution de la taille des pores obtenue par intrusion de mercure pour les trois bétons étudiés*

Ces courbes mettent en évidence la porosité plus fine du BHP en comparaison du BO. Le BHPF semble par contre présenter une distribution de pores bimodale, avec un premier pic pour un diamètre voisin de 25 nm.

La détermination du diamètre critique, d_c, correspond théoriquement au point d'inflexion de la courbe du volume de mercure ayant pénétré dans le matériau en fonction de la pression d'injection, c'est à dire au maximum de la courbe $\Delta V_p/\Delta r_p = f(r_p)$. Il est cependant difficile d'évaluer d_c avec précision pour de tels matériaux. Ce paramètre est déterminant pour le calcul de la perméabilité du matériau sain par l'application de la relation de Katz-Thompson, fondée sur le concept de la percolation. Par ailleurs, ce calcul nécessite la connaissance du facteur de formation F (rapport de conductivité d'une solution ionique intrinsèque sur la conductivité du milieu poreux saturé par cette solution).

Ces essais de porosimétrie par intrusion de mercure permettent d'accéder à la surface spécifique des pores envahis. Cette valeur est cependant sous-estimée puisque le mercure

n'envahit que les pores dont le rayon est supérieur à 3 nm lors de ces essais. Si le volume poreux envahi par le mercure est pris en compte, la valeur du diamètre hydraulique d_h moyen de la portion du volume poreux correspondant aux plus grandes tailles de pores (supérieure à 3 nm), c'est à dire celle qui demeure prépondérante vis à vis de la perméabilité, peut être calculée selon l'équation (I-9). La valeur de d_h ainsi déterminée est donnée à titre indicatif dans le Tableau 1-1.

La perméabilité des bétons peut être approchée à partir des données sur le volume poreux pénétré par le mercure lors des essais en utilisant différents modèles classiques prévisionnels relevant de la théorie des milieux continus [GAR 90], [DAI 01]. Ces modèles constituent en fait différentes évaluations empiriques de la tortuosité τ des milieux poreux.

En considérant la valeur généralement admise pour la tortuosité, $\tau = 2{,}5$, la relation de Carman-Kozeny, s'écrit à partir de la relation II-11 et de la relation (I-9) de la manière suivante :

$$k_V \cong 0{,}2\varepsilon \left(\frac{\varepsilon}{A}\right)^2$$

En considérant $\tau = (3-\varepsilon)/2$, la relation de Kozeny-Maxwell, s'écrit à partir de la relation II-11 et de la relation (I-9) de la manière suivante :

$$k_V \cong \frac{\varepsilon}{3-\varepsilon} \left(\frac{\varepsilon}{A}\right)^2$$

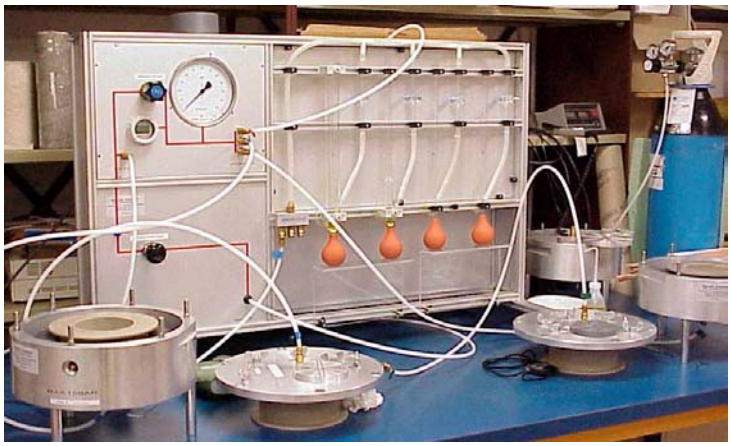
Le Tableau 1-1, récapitule l'ensemble des valeurs permettant d'accéder au calcul de la perméabilité selon les deux modèles exposés, et compare les résultats à ceux obtenus expérimentalement. L'application de ces modèles basiques à partir de des résultats de porosimétrie mercure aboutissent à des valeurs de perméabilité inférieures à celle mesurées.

	BO	BHP	BHPF
A surface spécifique (m^2/g)	3,59	11,7	7,65
Densité sèche apparente	2,33	2,34	2,41
A surface spécifique (m^{-1})	$8{,}36.10^6$	$27{,}4.10^6$	$18{,}4.10^6$
Volume poreux envahi par le mercure (%)	5,8	6,5	5
Diamètre hydaulique $d_h = (4\varepsilon/A)$, (nm)	28	9,4	10
Calcul des perméabilités intrinsèques, 10^{-18} m^2			
Relation de Carman-Kozeny, ($\tau = 2{,}5$)	0,56	0,072	0,073
Relation de Kozeny-Maxwell, ($\tau = (3- \varepsilon_p)/2$)	0,95	0,123	0,123
Mesure des perméabilités intrinsèques, 10^{-18} m^2			
Perméabilité mesurée à l'eau (*ou au gaz pour s = 11%)	9	2	1,5*

Tableau 1-1 : *Valeurs des perméabilités calculées à partir des caractéristiques microstructurales et des perméabilités mesurées pour les différents matériaux sains*

Annexe 2 : Dispositif de mesure de perméabilité au gaz

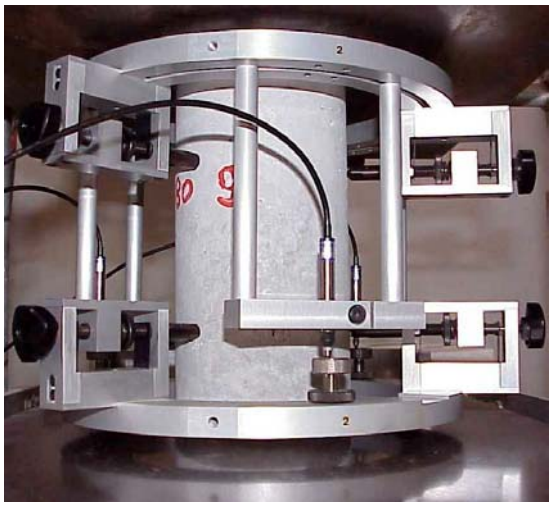
Photographie 2-1 : *Vue du dispositif d'injection avec les deux détendeurs et le manomètre digital de 100 hPa de précision ajouté en complément du manomètre d'origine*



Photographie 2-2 : *Vue d'ensemble du perméamètre à gaz comprenant deux cellules de confinement utilisées en parallèle*

Annexe 3 : Dispositifs de mesure des déformations

(1) Compression uniaxiale



Photographie 3-1 : *Eprouvette en compression uniaxiale*

La cellule extensométrique visible sur la Photographie 3-1 permet de mesurer les déformations longitudinales dans la partie médiane de l'éprouvette. Les vis pointeaux montées sur lames élastiques permettent la mesure précise des déplacements lors de compressions cycliques.

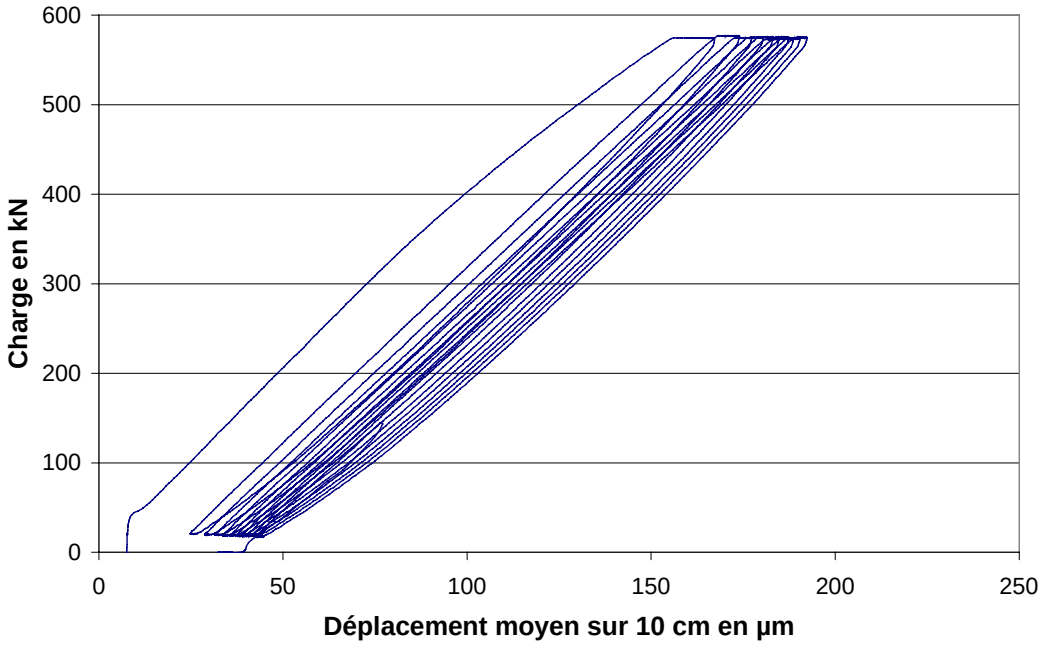


Figure 3-1 : *Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BO en compression uniaxiale (10 Cycles à 90%)*

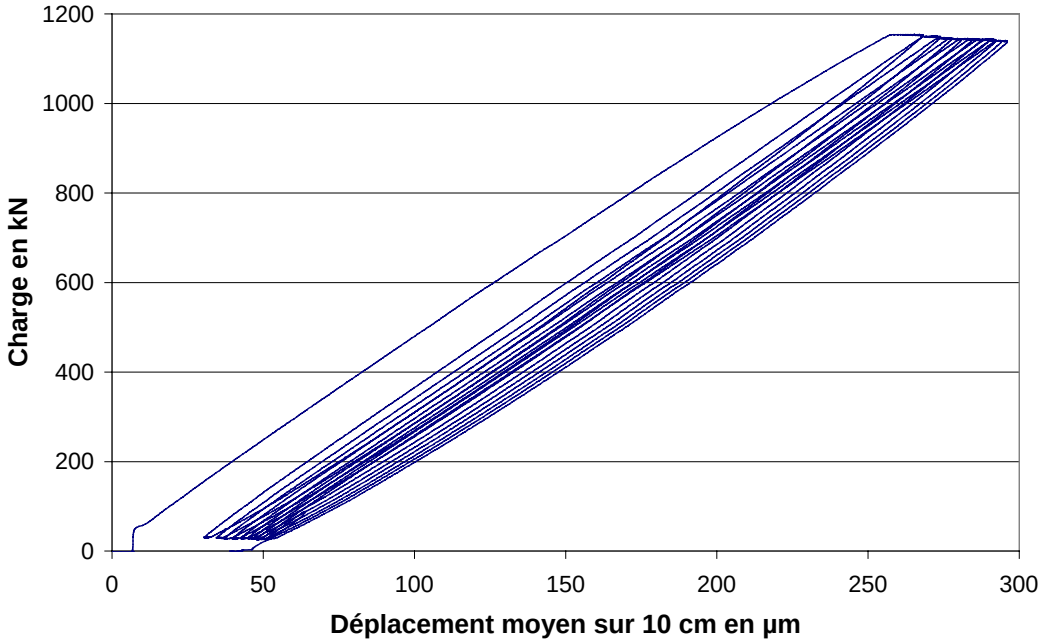
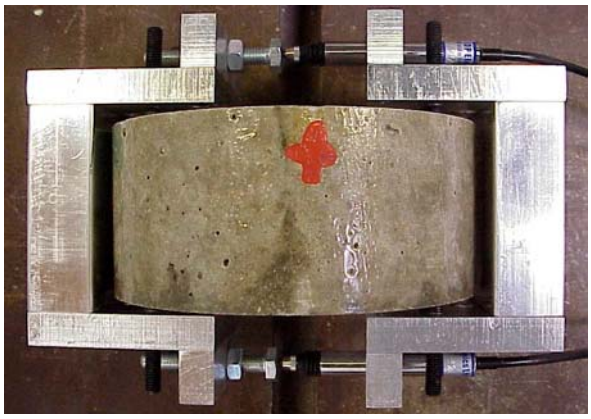


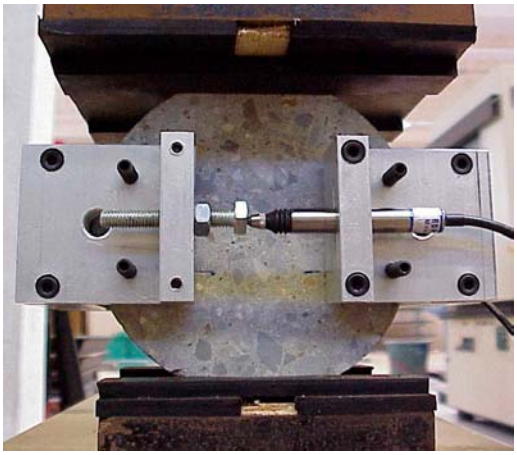
Figure 3-2 : *Exemple de courbe effort – déplacement obtenue pour une éprouvette de BHPF en compression uniaxiale (10 Cycles à 90%)*

(2) Compression diamétrale (fendage)

Dispositif de mesure du déplacement latéral :



Photographie 3-2 : *Etriers fixés sur le disque, permettant la mesure du déplacement latéral*



Photographie 3-3 : *Disque en compression diamétrale*

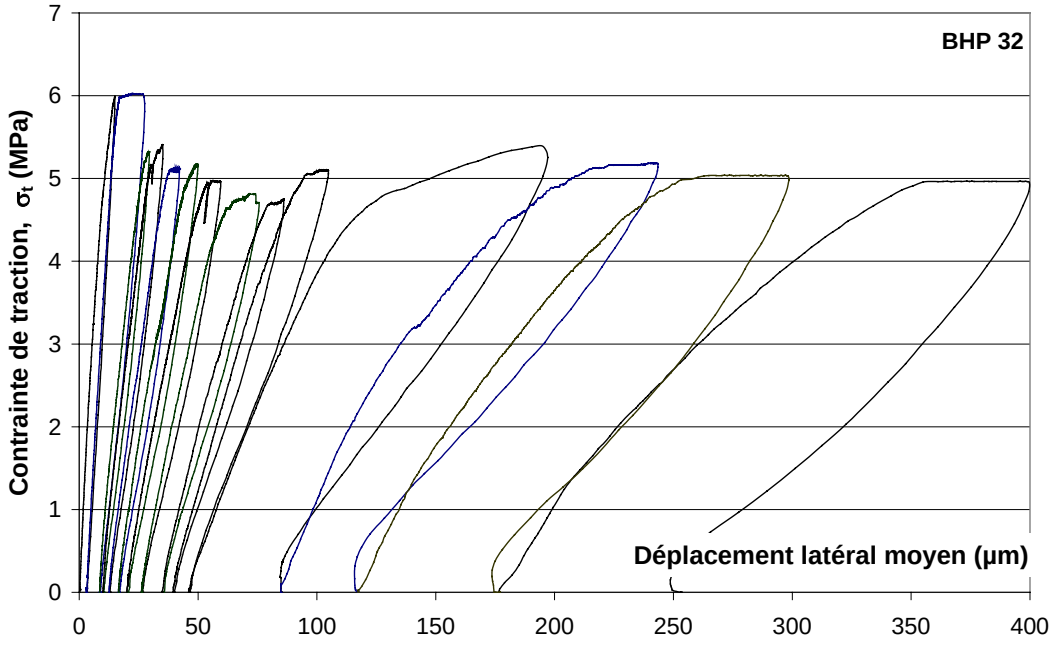


Figure 3-3 : *Courbe contrainte – déplacement latéral enregistrée pour un disque de BHP sollicité en compression diamétrale cyclique*

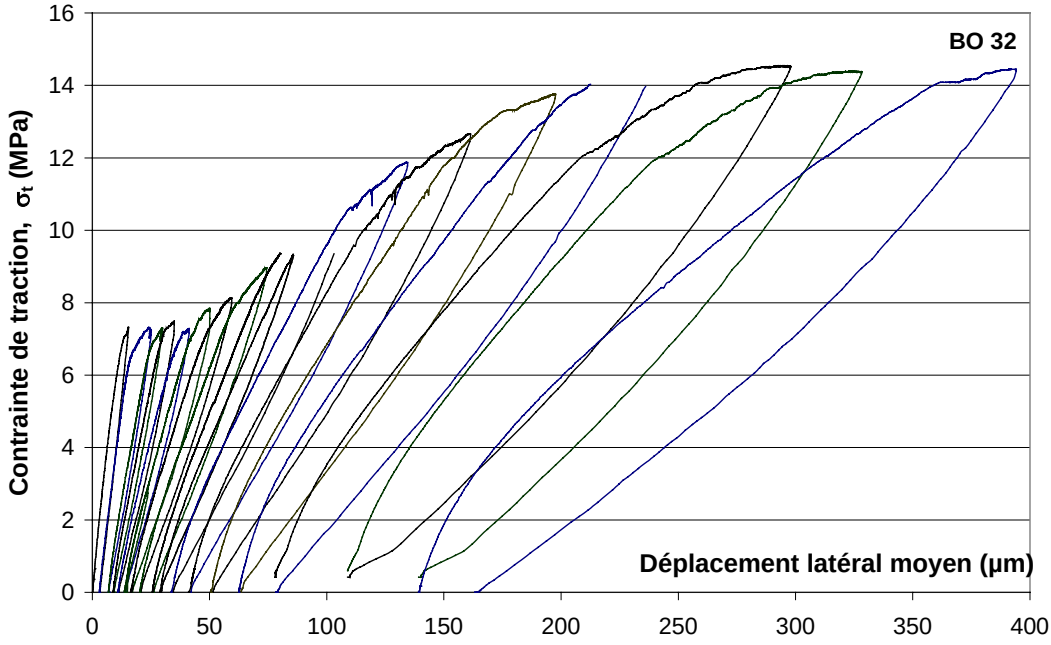


Figure 3-4 : *Courbe contrainte – déplacement latéral enregistrée pour un disque de BHPF sollicité en compression diamétrale cyclique*

Annexe 4 : Etude de l'endommagement d'un disque de béton sollicité en compression diamétrale (fendage)

Une modélisation de l'endommagement d'un disque sollicité en traction par fendage effectué en 2D sous CASTEM 2000, en utilisant une loi de comportement " Mazars " en mode non-local montre la répartition de l'endommagement dans le section des éprouvettes pour un endommagement modéré. Etant donné les deux axes de symétrie du problème (vertical et horizontal), la modélisation est effectuée sur un quart de disque.

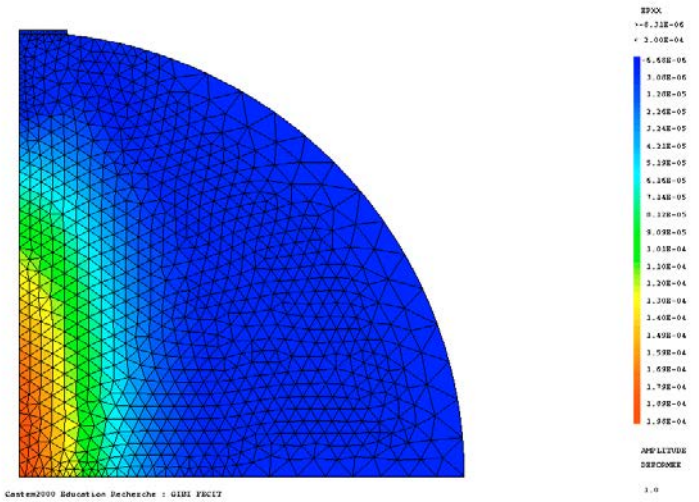


Figure 4-1 : *Répartition des déformation latérales ε_{xx} pour une sollicitation selon l'axe vertical Oz*

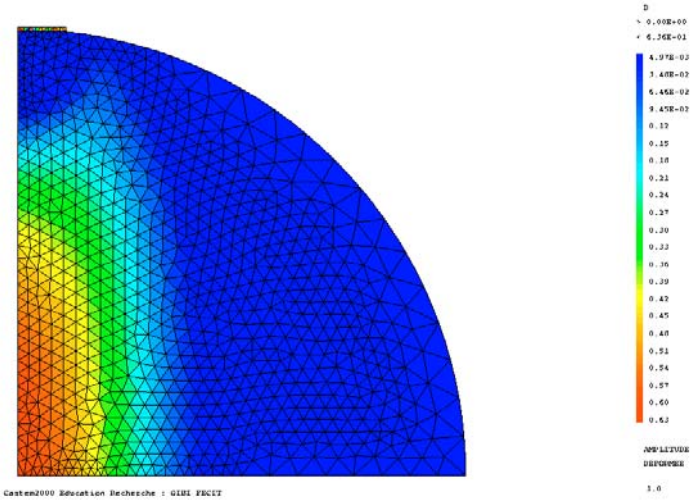


Figure 4-2 : *Répartition de l'endommagement selon l'application du modèle de Mazars en non-local (pour le même état de déformation que celui présenté en Figure 4-1)*

Annexe 5 : Suivi de la fissuration des disques

(1) Cartographie de la fissuration des disques

En complément de la Figure 37, les cartographies de disques de BHP sont présentés sur l figure suivante :

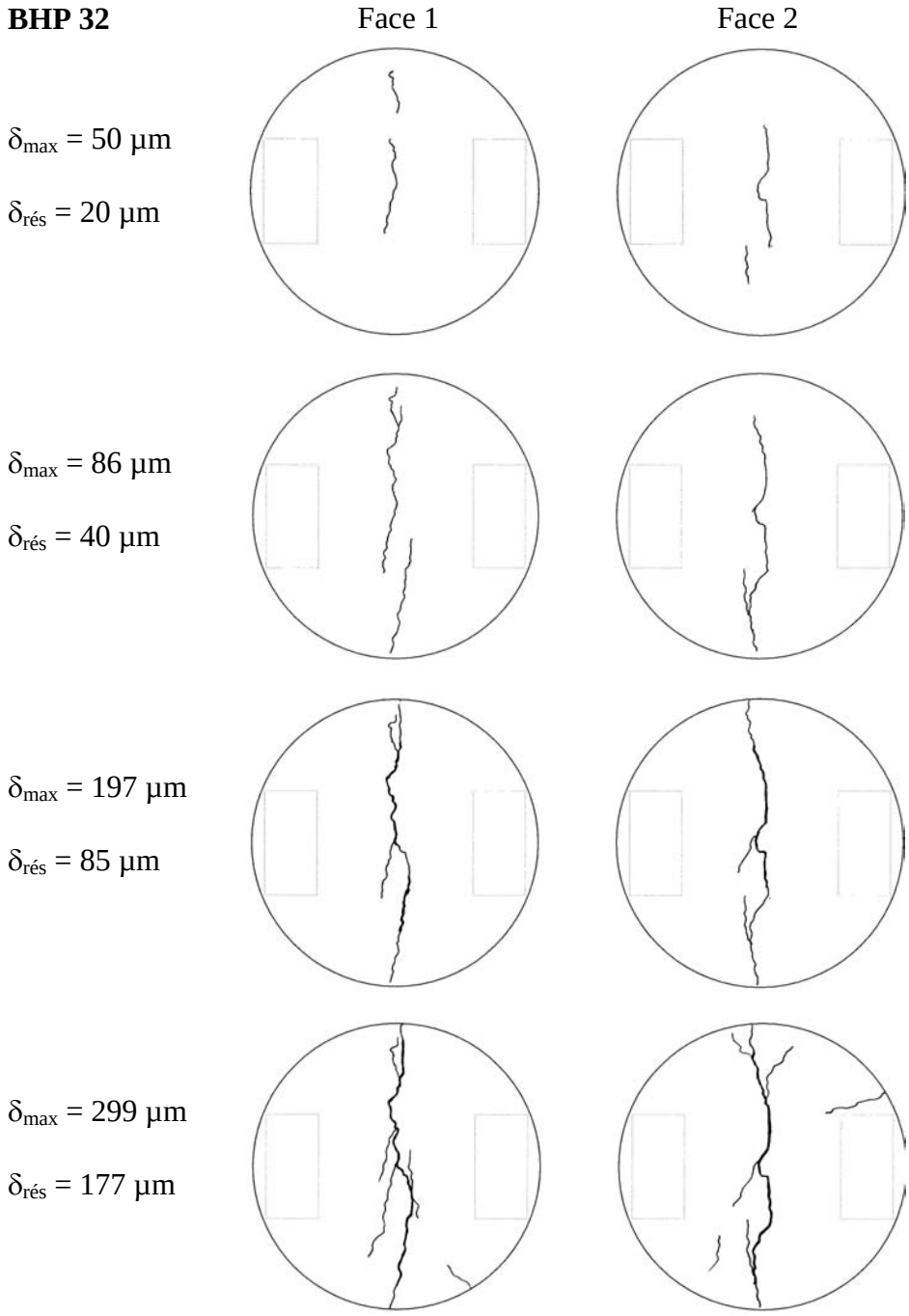
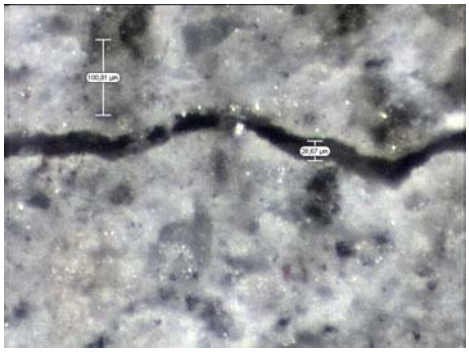


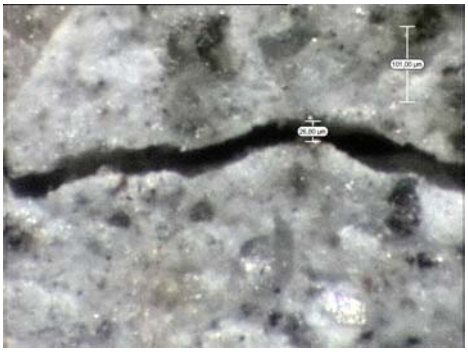
Figure 5-1: *Cartographie de la fissuration apparente sur les deux faces d'un disque de BHP pour différentes étapes de déformation latérale maximale*

(2) Mesure et suivi de l'ouverture de la fissure principale après déchargement

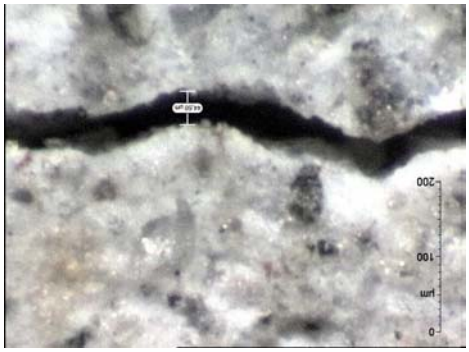
Les vues présentées sont toutes réalisées à l'aide d'un vidéomicroscope pour un même grossissement. Sur certaines de ces vues, une échelle de 0 à 200 µm figure.



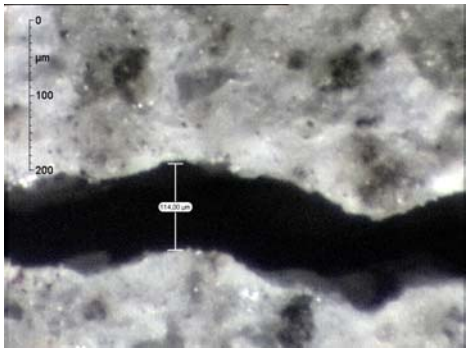
a) $\delta_{rés}$ = 75 µm, $w_1 \cong$ 30 µm



b) $\delta_{rés}$ = 105 µm, $w_1 \cong$ 35 µm

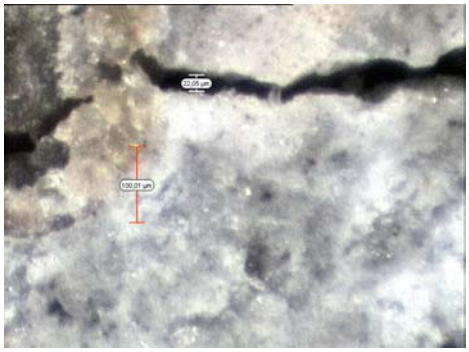
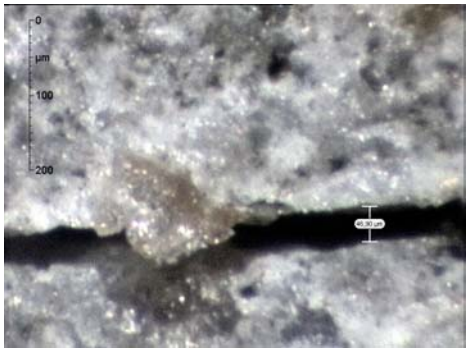
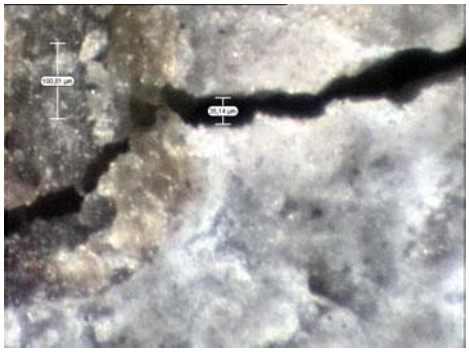
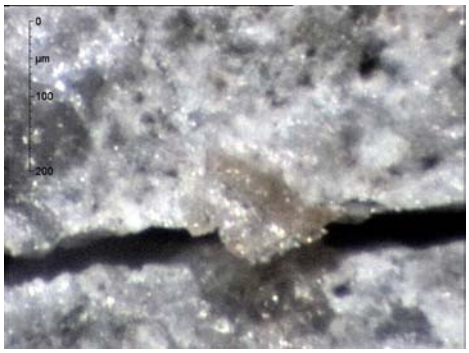
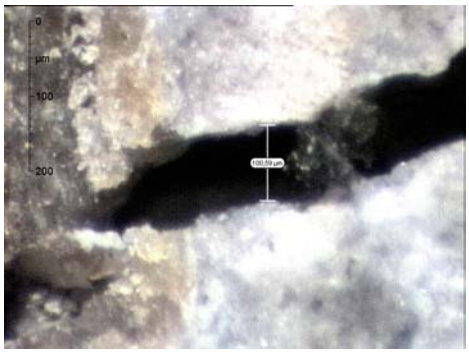


c) $\delta_{rés}$ = 150µm, $w_1 \cong$ 50 µm



d) $\delta_{rés}$ = 215µm, $w_1 \cong$ 100 µm

Photographies 5-1 : *Suivi de l'évolution de la fissure principale w_1 sur un disque de BO*

BHP	BHPF
 a) $\delta_{rés}$ = 85 µm, $w_1 \cong$ 35 µm	 e) $\delta_{rés}$ = 65 µm, $w_1 \cong$ 22 µm
 b) $\delta_{rés}$ = 120 µm, $w_1 \cong$ 50 µm	 f) $\delta_{rés}$ = 80 µm, $w_1 \cong$ 30 µm
 c) $\delta_{rés}$ = 175 µm, $w_1 \cong$ 80 µm	 g) $\delta_{rés}$ = 170 µm, $w_1 \cong$ 100 µm

Photographies 5-2 : *Suivi de l'évolution de la fissure principale w_1 sur un disque de BHP, a,b,c) et de BHPF e,f,g)*

Annexe 6 : Observation de l'imbibition de disques fissurés préalable aux mesures de perméabilité à l'eau

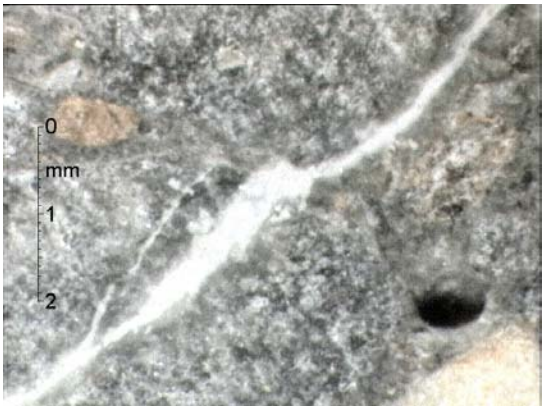
a)

b)

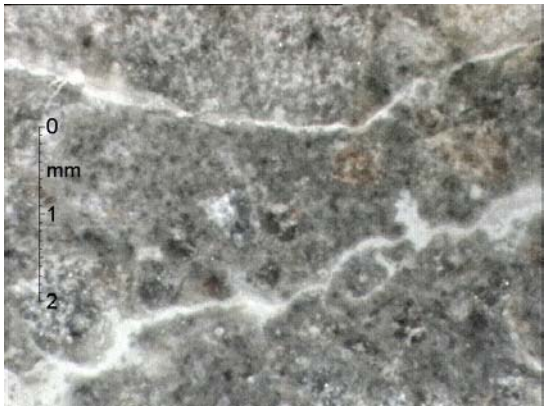
Photographie 6-1 : *a) Aspect d'un disque de BHPF aux premiers instants de l'imbibition b) Apparition d'une zone humide autour de la fissure principale au bout de deux heures d'imbibition*

Photographie 6-2 : *Apparition très nette de la fissure principale d'un disque de BHP en imbibition*

Photographie 6-3 : *Apparition d'un dépôt blanchâtre persistant après séchage le long des fissures des disques imbibés durant deux mois*



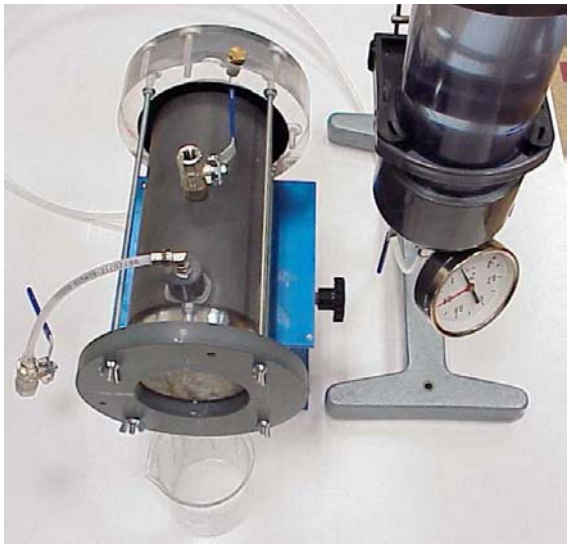
a)



b)

Photographie 6-4 : *Observation du dépôt de calcite dans les fissures principales a) et secondaire b) des disques imbibés durant deux mois*

Annexe 7 : Dispositif de mesure de perméabilité à l'eau



Photographie 7-1 : *Dispositif de perméabilité à l'eau*

Photographie 7-2 : *Percolation de l'eau à travers un disque de béton fissuré au cours d'un essai*

Annexe 8 : Dispositif d'imbibition et de mesure des teneurs en eau locales par gammamétrie

Photographie 8-1 : *Banc gamma-densimétrique*

Photographie 8-2 : *Dispositif d'imbibition sous pression*

Photographie 8-3 : *Dépôt de calcite observé sur la pièce du montage en contact avec l'eau à proximité de l'éprouvette*

View publication stats