



THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par l'Université Toulouse III - Paul Sabatier

Discipline ou spécialité : Génie civil

Présentée et soutenue par **Hognon Eric Arnaud SOGBOSSI**

Le **12 décembre 2017**

Etude de l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de son endommagement : transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site

Jury

Mme Myriam CARCASSES	Pr. Université Paul Sabatier Toulouse III	Présidente du Jury
M. Vincent PICANDET	Mcf. HDR Université de Bretagne Sud	Rapporteur
M. Nicolas BURLION	Pr. Université de Lille	Rapporteur
M. Vincent GARNIER	Pr. Aix Marseille Université	Examineur
M. Jean-Paul BALAYSSAC	Pr. Université Paul Sabatier Toulouse III	Examineur
M. Jean-Philippe CHARRON	Pr. Ecole Polytechnique de Montréal - Canada	Examineur
M. Stéphane MULTON	Mcf, HDR. Université Paul Sabatier Toulouse III	Examineur
M. Jérôme VERDIER	Mcf. Université Paul Sabatier Toulouse III	Examineur

Ecole doctorale : *Mécanique Energétique Génie Civil Procédés*

Unité de recherche : *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions*

Directeur de Thèse : *Stéphane MULTON*

Co-directeur de Thèse : *Jérôme VERDIER*

AVANT-PROPOS

Ce travail de thèse a été réalisé sur la période du 1^{er} octobre 2014 au 30 septembre 2017. Il a été effectué au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC Toulouse) dans le cadre du projet Evaluation Non destructive des enceintes de confinement des centrales nucléaires (ENDE) de l'Agence Nationale de la Recherche (ANR). Le projet ANR ENDE est en accord direct avec les stratégies des entreprises partenaires du projet : EDF (exploitant), MISTRAS (instrumentation) et des équipes de recherches (LMA, LMDC, IM2, IFSTTAR, ECLille, ISTERRE).

Ce projet répond à l'appel à Projet « Recherche en Matière de Sûreté Nucléaire et de Radioprotection » du Programme d'Investissement d'Avenir (PIA) du 17 juin 2012. L'Appel à Projet pose clairement le problème de l'accident nucléaire grave. Sa probabilité d'existence est extrêmement faible et elle résulte d'un ensemble de conditions extrêmes. Toutefois, les conséquences sont aujourd'hui connues en raison des deux plus graves cas à Tchernobyl et à Fukushima répertoriés de niveau 7 sur l'échelle International Nuclear Event Scale. Pourtant dès le niveau 2 sur cette échelle la sécurité des travailleurs est en cause. Il est donc indispensable pour le gouvernement français de prédire le comportement de ses enceintes nucléaires en cas d'accident. Pour répondre à ces problématiques de sécurité des centrales nucléaires, le projet ANR-ENDE a été retenu pour proposer des méthodes du Contrôle Non Destructif intégrées à une démarche de suivi des enceintes de confinement.

Au regard de cet objectif global, notre thèse apparaît comme cruciale pour le projet ENDE dans la mesure où elle étudie l'évolution de la perméabilité du béton soumis à diverses sollicitations mécaniques, thermiques et hydriques. Pour y arriver, elle analyse également l'évolution des propriétés mécaniques en fonction de ces diverses sollicitations. Ainsi, elle présente un double intérêt : suivi de l'endommagement du matériau et suivi de la perméabilité du matériau en fonction de cet endommagement.

Cependant, pour rester dans l'orientation principale du projet qui est de développer de nouvelles approches non destructives de diagnostics des enceintes nucléaires, cette thèse étudie également diverses techniques pour accéder à la perméabilité du béton. Des techniques non destructives sont couplées aux techniques destructives afin de proposer un suivi fidèle des propriétés de transfert du matériau par Contrôle Non Destructifs. Quant au suivi des propriétés mécaniques, nous ne proposons pas d'étude de techniques CND, cela relève de la contribution des laboratoires partenaires du projet.

Ainsi orientée vers le développement de nouvelles techniques de mesure de la perméabilité, cette thèse ne propose pas d'études particulières sur la caractérisation de la microstructure des matériaux cimentaires (qui est l'objet d'un autre projet ANR dénommé MACENA). Les approches analytiques, numériques et expérimentales proposées permettent toutefois de renseigner sur l'évolution de la structure du matériau en situation d'usage normal tout comme en situation d'accident sévère.

AUTEUR : Hognon Éric Arnaud SOGBOSSI

TITRE : « Etude de l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de son endommagement : transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site ».

DIRECTEURS DE THESE : Stéphane MULTON et Jérôme VERDIER

LIEU ET DATE DE SOUTENANCE : Université de Toulouse, 12 décembre 2017

RESUME EN FRANÇAIS

Les enceintes de confinement des centrales nucléaires sont conçues pour assurer des propriétés de confinement et d'étanchéité précises en situations d'usage normal et en cas d'accident nucléaire, afin d'éviter la dissémination de radioéléments dans l'environnement. Ces enceintes étant construites en béton, la maîtrise de l'évaluation de la perméabilité du béton et de ses évolutions sous contraintes permettrait d'évaluer les débits de fuite susceptibles d'intervenir dans le temps sous certaines sollicitations.

Jusqu'aujourd'hui, il existe plusieurs techniques de mesure de la perméabilité et ces techniques aboutissent à des résultats différents pour une même éprouvette de béton. La première étude que nous avons réalisée a été donc de proposer une normalisation de la mesure de la perméabilité : cette normalisation a abouti à la détermination d'une perméabilité caractéristique du béton et indépendante de la technique de mesure. Parallèlement à cette démarche, nous avons aussi proposé d'évaluer la perméabilité du béton à l'aide d'observables du Contrôle Non Destructif comme la permittivité et la résistivité électrique. Les résultats obtenus montrent la possibilité d'estimer la perméabilité dans les conditions du béton sur site.

La deuxième étude réalisée est relative à la maîtrise de la perméabilité sous contraintes. Au laboratoire, nous avons étudié la perméabilité d'éprouvettes en béton de différentes tailles dans diverses conditions de séchage, de sollicitation thermique, d'endommagements mécanique et couplés. Nous avons ainsi pu établir des modèles perméabilité-endommagements en fonction de chaque source d'endommagement.

La troisième étude réalisée porte sur la transposition des résultats de laboratoire au site, à travers l'utilisation de maquette d'enceinte nucléaire de dimensions plus importantes et représentatives de l'ouvrage réel (VeRCoRs à l'échelle 1/3). L'ensemble des résultats des deux premières études ont été mis à contribution et ont permis d'aboutir à des calculs des débits de fuite et des Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Ecoulement cohérents avec les hypothèses de calculs.

MOTS CLES

Cembureau, Torrent Permeability Tester, Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Ecoulement, Matériau cimentaire, endommagement, perméabilité, CND (Contrôle Non Destructif), VeRCoRs.

Thèse préparée au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, INSA-UPS, 135, avenue de Rangueil, 31077 TOULOUSE Cedex 4

Soutenue le 12 Décembre 2017 devant la commission d'examen :

Vincent PICANDET	Rapporteur
Nicolas BURLION	Rapporteur
Myriam CARCASSES	Examinatrice
Vincent GARNIER	Examinateur
Jean-Philippe CHARRON	Examinateur
Jean-Paul BALAYSSAC	Examinateur
Stéphane MULTON	Directeur de Thèse
Jérôme VERDIER	Co-Directeur de Thèse

ABSTRACT

AUTOR : Hognon Éric Arnaud SOGBOSSI

TITLE : « Concrete permeability evolution study versus its damage : transposition of laboratory results to the leakage rates prediction on site ».

THESIS DIRECTOR : Stéphane MULTON and Jérôme VERDIER

DATE AND PLACE OF DEFENSE : December 12th, 2017 at Université of Toulouse.

ABSTRACT

The building reactor of the nuclear power plants are designed to provide precise containment and sealing properties in normal use situations and in the event of a nuclear accident, to prevent the spread of radioelements in the environment. Since these enclosures are made of concrete, controlling the evaluation of the permeability of concrete and its evolutions under stress would make it possible to evaluate the leakage rates that may occur over time under certain conditions. Until today, there are several techniques for measuring permeability and these techniques lead to different results for the same concrete specimen. The first study we carried out was therefore to propose a standardization of the permeability measurement: this standardization resulted in the determination of a characteristic permeability of concrete and independent of the measurement technique. In parallel with this approach, we also proposed to evaluate the permeability of concrete using observables from Non-Destructive Testing such as permittivity and electrical resistivity. The results obtained show the possibility of estimating the permeability under concrete conditions on site.

The second study carried out relates to the control of the permeability under constraints. In the laboratory, we investigated the permeability of concrete specimens of different sizes under various conditions of drying, thermal stress, mechanical and coupled damage. We could establish permeability-damage models according to each source of damage.

The third study carried out relates to the transposition from laboratory results to the site, using nuclear power plants mock-up of larger dimensions and representative of the actual structure (VeRCoRs at scale 1/3). All the results of the first two studies have been used and have led to calculations of leak rates and Time to Reach Steady State (TRSS) consistent with the calculation assumptions.

KEYWORDS

Cembureau, Torrent Permeability Tester, Time to Reach Steady State, Cementitious material, concrete damage, permeability, NDT (Non Destructive Testing), VeRCoRs.

TABLE DES MATIERES

AVANT-PROPOS	3
RESUME EN FRANÇAIS	5
ABSTRACT	6
TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES SYMBOLES	11
INTRODUCTION GENERALE	13
Chapitre 1. Problématique, Structure de la thèse et Matériau étudié	19
1.1. Introduction au chapitre 1	21
1.2. Revue bibliographique sur les transports en milieu poreux	21
1.2.1. Principaux hydrates et microstructure de la pâte de ciment	21
1.2.2. Eau dans la pâte de ciment hydraté et le béton.....	23
1.2.3. Interface pâte-granulat du béton : ITZ ou auréole de transition.....	23
1.2.4. Porosité et perméabilité de la pâte de ciment.....	24
1.3. Problématique	25
1.3.1. Mesure des fuites sur site	25
1.3.1.1. Présentation du bâtiment réacteur et nomenclature des fuites mesurées	25
1.3.1.2. Mesures des fuites lors des épreuves « enceinte ».....	26
1.3.2. Evaluation des fuites au laboratoire et transposition des résultats sur site	28
1.3.2.1. Problème de l'évaluation des fuites au laboratoire	28
1.3.2.2. Problème de transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site	28
1.4. Descriptif du projet ENDE et de la thèse ENDE-LMDC	29
1.4.1. Présentation du projet ENDE	29
1.4.1.1. Objectifs du projet ENDE	29
1.4.1.2. Définition des états du béton étudié dans le cadre du projet ENDE	30
1.4.2. Présentation de la thèse ENDE-LMDC	31
1.4.2.1. Définition des états du béton étudié dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC	31
1.4.2.2. Objectifs et résultats attendus.....	31
1.5. Matériau d'étude	32
1.5.1.1. Formulation du béton étudié et propriété des gâchées	32
1.5.1.2. Géométrie et prélèvement des éprouvettes testées	33
1.5.1.3. Conditionnement : cure appliquée, séchage et homogénéisation	34
1.6. Structure du mémoire	39
Chapitre 2. Etude théorique, numérique et expérimentale de la mesure de perméabilité ...	41
2.1. Introduction, revue bibliographique et objectifs du chapitre	43
2.1.1. Contexte, justification de l'étude.....	43
2.1.2. Positionnement du problème : physique de l'écoulement de l'air.....	45
2.1.3. Etude des solutions proposées dans la littérature	47
2.1.4. Objectifs spécifiques et structure du chapitre 2.....	48
2.2. Nomenclature de la perméabilité	49
2.3. Appareils de mesure de la perméabilité étudiés	50
2.3.1. Dispositifs expérimentaux de mesure en régime permanent	50
2.3.1.1. Matériel et principe de fonctionnement du perméamètre Cembureau	50
2.3.1.2. Matériel et principe de fonctionnement de la double cloche	51
2.3.2. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité en régime non-permanent	51

2.3.2.1.	La cloche simple	51
2.3.2.2.	Matériel du perméamètre Torrent, TPT.....	52
2.3.3.	Résumé du programme expérimental : échantillons, codification, nombre d'essais.....	53
2.4.	Approche théorique de calcul de la perméabilité	55
2.4.1.	Equations générales de Darcy et de Hagen-Poiseuille.....	55
2.4.2.	Définition de la perméabilité apparente k_a	56
2.4.3.	Evolution du mode d'écoulement du gaz - nombres de Knudsen et de Reynolds.....	57
2.4.4.	Perméabilité intrinsèque au gaz et limites de l'approche de Klinkenberg	60
2.4.5.	Calcul de la perméabilité à l'air en régime permanent.....	63
2.4.6.	Calcul de la perméabilité en régime non-permanent	64
2.4.6.1.	Paramètres influençant la technique de la cloche simple et le TPT.....	64
2.4.6.2.	Modèles de Torrent et de Čalogović	65
2.4.6.3.	Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple modifiée	67
2.4.6.4.	Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple normale et du TPT	71
2.5.	Modélisation d'un essai en régime permanent et étude analytique de l'établissement du régime permanent d'écoulement.....	72
2.5.1.	Présentation de l'analogie thermique	73
2.5.2.	Solutions analytiques : profil de pression en RP et équation de calcul du TERPE	74
2.5.2.1.	Profil de pression dans le béton en régime permanent et pression moyenne en RP.....	74
2.5.2.2.	Equation de calcul du TERPE à partir de la porosité et de la perméabilité apparente ..	75
2.6.	Résultats, analyse et synthèse	78
2.6.1.	Présentation, comparaison et analyses des résultats expérimentaux.....	79
2.6.1.1.	Perméabilités en régime permanent : Cembureau et double cloche.....	79
2.6.1.2.	Mesure en dépression en régime non-permanent (cloche simple modifiée) et en régime permanent (double cloche)	82
2.6.1.3.	Mesure à la double cloche au TPT et à la cloche simple normale.....	85
2.6.2.	Approche de calcul des perméabilités de référence	89
2.7.	Résultats de la modélisation et comparaison avec les résultats expérimentaux	92
2.7.1.	Cinétiques de débit numérique et expérimentale	92
2.7.2.	TERPE théoriques, numériques et expérimentaux	92
2.7.3.	Prédiction de la porosité à partir du TERPE et à partir d'une mesure au TPT	94
2.8.	Conclusion du Chapitre 2	95
Chapitre 3. Influence des conditions hydrique, thermique et mécanique sur la perméabilité des bétons en conditions d'usage normal et accidentel.....		97
3.1.	Introduction	99
3.1.1.	Contexte et justification	99
3.1.2.	Etude bibliographique	100
3.1.2.1.	Impact de la saturation sur les propriétés mécaniques et de transfert.....	100
3.1.2.2.	Effet de la température	102
3.1.2.3.	Effet de la charge mécanique	104
3.1.2.4.	Effet du couplage endommagement thermique - mécanique sur la perméabilité	108
3.1.2.5.	Synthèse de l'étude bibliographique et résultats attendus de notre étude	109
3.1.3.	Objectifs spécifiques et structure du chapitre	109
3.2.	Approche théorique.....	111
3.2.1.	Calcul des propriétés de transfert (perméabilité).....	111
3.2.2.	Détermination du module instantané E et de la résistance en compression.....	111
3.2.3.	Détermination de l'endommagement	112
3.3.	Description des campagnes expérimentales	113
3.3.1.	Mesure des propriétés mécaniques du béton sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M).....	113
3.3.1.1.	Mesure de R_c et E en fonction de l'état hydrique	114
3.3.1.2.	Programme expérimental pour la mesure de R_c et E après sollicitation thermique....	114
3.3.1.3.	Mesure du module E pendant le chargement mécanique	115

3.3.2. Mesure de la perméabilité sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M) .	115
3.3.2.1. Mesure de la perméabilité k en fonction de l'état hydrique	115
3.3.2.2. Mesure de la perméabilité en fonction de la température	116
3.3.2.3. Mesure de la perméabilité sous charge mécanique	116
3.4. Résultats des expérimentations et analyses	118
3.4.1. Evolution des propriétés mécaniques en fonction des différentes contraintes	118
3.4.1.1. Evolution de R_c , de E et de D_H en fonction de l'état hydrique	118
3.4.1.2. Evolution de R_c , de E et de D_{TH} en fonction de la température	121
3.4.1.3. Evolution de E et de D_{HM} en fonction de la contrainte mécanique	125
3.4.2. Influence de l'état hydrique, de la température et de la sollicitation mécanique sur la perméabilité	125
3.4.2.1. Perméabilité en fonction de l'état hydrique k(Sr)	125
3.4.2.2. Perméabilité en fonction de la température et de la saturation	128
3.4.2.3. Perméabilité en fonction du chargement mécanique	132
3.5. Conclusion du Chapitre 3	136
<i>Chapitre 4. Interaction perméabilité - interfaces acier-béton</i>	<i>137</i>
4.1. Introduction	139
4.1.1. Contexte, justification et objectif général	139
4.1.2. Revue bibliographique sur le transfert de masse dans les matériaux cimentaires	140
4.1.3. Structure et objectifs spécifiques du chapitre	141
4.2. Base théorique.....	142
4.3. Matériel et méthodologie.....	142
4.3.1. Dispositif expérimental	142
4.3.2. Programme expérimental	142
4.3.3. Matériau, éprouvettes et conditionnement	143
4.4. Résultats et analyse.....	145
4.4.1. Reproductibilité de la cinétique de débit	145
4.4.2. Impact des interfaces acier-béton sur la perméabilité	147
4.4.3. Impact des interfaces acier-béton sur les débits et sur la cinétique des débits.....	149
4.4.3.1. Débit d'air, TERPE et différentes zones de perméabilité	149
4.4.3.2. Contribution du béton sain aux écoulements dans le cas des éprouvettes armées	151
4.4.3.3. Discussions	153
4.5. Conclusion chapitre 4.....	160
<i>Chapitre 5. Calcul des fuites à partir de mesure au TPT et à partir de mesure de vitesses d'onde.....</i>	<i>161</i>
5.1. Introduction	163
5.1.1. Contexte, justification et objectif général.....	163
5.1.2. Structure et objectifs du chapitre	164
5.2. Etudes pour établissement des modèles endommagements dynamiques – endommagements statiques et perméabilité - permittivité.....	166
5.2.1. Points sur les données expérimentales disponibles dans le cadre du projet ENDE	167
5.2.2. Revue bibliographique sur l'évaluation non destructive de propriétés du béton	167
5.2.2.1. Revue bibliographique sur les modules d'élasticité statiques et dynamiques	167
5.2.2.2. Revue bibliographique sur les relations entre vitesse d'ondes et perméabilité.....	172
5.2.2.3. Synthèse de la revue bibliographique.....	174
5.2.3. Partie théorique : équations de calcul.....	174
5.2.4. Campagnes expérimentales	175
5.2.4.1. Mesure modules dynamiques et statiques	175
5.2.4.2. Evaluation de la perméabilité, de la permittivité et de la résistivité électrique	176
5.2.5. Résultats et analyse	176
5.2.5.1. Endommagements calculés à partir des modules dynamiques et statiques	176

TABLE DES MATIERES

5.2.5.2.	Perméabilité, permittivité et résistivité	180
5.2.5.3.	Synthèse de l'étude complémentaire	184
5.3.	Prédiction des taux de fuite.....	184
5.3.1.	Notion de fuite, zone considérée et méthodologie générale de calcul	184
5.3.1.1.	Notion de fuite	184
5.3.1.2.	Zone d'étude considérée et représentativité des calculs de fuite	185
5.3.1.3.	Représentativité des calculs – Cas de l'enceinte VeRCoRs	185
5.3.1.4.	Etapas principales pour le calcul des fuites.....	187
5.3.2.	Approches de calcul des fuites.....	187
5.3.2.1.	Approche non destructive directe de calcul des taux de fuite	187
5.3.2.2.	Approche non destructive indirecte de calcul des taux de fuite	188
5.3.2.3.	Approche non destructive indirecte électromagnétique	188
5.3.3.	Application aux dalles du projet ENDE	189
5.3.3.1.	Application : état d'endommagement hydrique (état 0).....	189
5.3.3.2.	Application : état d'endommagement hydro-mécanique (état 1).....	192
5.3.3.3.	Application : état d'endommagement thermo-hydrique (état 2)	193
5.3.3.4.	Application : état d'endommagement thermo-hydrique-mécanique (état 3).....	194
5.4.	Méthodologie et application sur l'enceinte VeRCoRs	194
5.4.1.	Méthodologie de calcul des fuites.....	195
5.4.2.	Application à la maquette VeRCoRs	196
5.4.2.1.	Calculs des débits de fuite et du TERPE à partir des mesures CND effectuées sur l'enceinte VeRCoRs	196
5.4.2.2.	Transposition des données de laboratoire aux calculs des débits de fuite et du TERPE sur l'enceinte VeRCoRs	199
5.5.	Conclusion du Chapitre 5	201
CONCLUSION GENERALE.....		205
PERSPECTIVES		208
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		210
LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX.....		221
ANNEXES		226
Annexe N°1. Suivi du conditionnement des éprouvettes du projet ENDE et de la thèse.....		227
Annexe N°2. Fiches techniques des composants du béton : ciment, sable, graviers, plastifiant		228
Annexe N°3. Analyse détaillée des courbes de remontée de la pression lors d'un essai à la cloche simple modifiée		230
Annexe N°4. Recommandation pour la détermination du TERPE expérimental avec le perméamètre Cembureau.....		235
Annexe N°5. Approche de calcul des perméabilités de référence k_{aref} et k_i		236
Annexe N°6. Application de l'équation de calcul du TERPE sur des données de la littérature		244
Annexe N°7. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité		245
Annexe N°8. Dispositifs expérimentaux du CND		247
Annexe N°9. Calcul des débits de fuite (Annexe au Chapitre 5).....		248

LISTE DES SYMBOLES

Symboles	Désignations	Unités
C_p	Constante de proportionnalité entre les perméabilités apparentes	-
ν	Coefficient de Poisson	-
B	Constante de Boltzmann = $1,38066 \cdot 10^{-23} \text{ J.K}^{-1}$	J.K^{-1}
R	Constante des gaz parfaits = $8,314 \text{ J.mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$	$\text{J.mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$
σ	Contrainte mécanique	MPa
t_f	Date de fin de la remontée de pression	s
$Q_{\text{Darcy/C}}$	Débit de Darcy pour fluide incompressible	m^3/s
$Q_{\text{Darcy/l}}$	Débit de Darcy du fluide pour fluide compressible	m^3/s
Q_M	Débit massique	kg/s
Q_V	Débit volumique	m^3/s
ε	Déformation longitudinale	
S_r	Degré de saturation en eau (%)	
ΔH	Différence des hauteurs piézométrique entre amont et aval de l'échantillon	m
a	Distance entre les électrodes de la sonde Wenner	m
t_v	Durée d'application de la dépression (vide) dans une cloche à vide	s
D_{Hd}	Endommagement hydrique dynamique	-
D_{Hc}	Endommagement hydrique statique	-
D_{THd}	Endommagement thermo-hydrique dynamique	-
D_{THc}	Endommagement thermo-hydrique statique	-
F	Force exercée sur une surface	MN
λ	Libre parcours moyen	m
L	Longueur de l'échantillon dans la direction du flux (m)	m
M	Masse molaire	kg/mol
ρ	Masse volumique du fluide	kg/m^3
E	Module d'élasticité de Young	GPa
E_{dyn}	Module d'élasticité dynamique	GPa
K	Coefficient de perméabilité hydraulique	m/s
k	Coefficient de perméabilité	m^2
k_a	Coefficient de perméabilité apparente à une pression P donnée	m^2
$k_{ac\check{c}}$	Coefficient de perméabilité (m^2) à la cloche selon Čalogović	m^2
k_T	Coefficient de perméabilité selon la méthode Torrent.	m^2
$k_{3\%}$	Perméabilité (apparente ou intrinsèque) à l'état de saturation $S_r = 3 \%$	m^2
k_{ac}	Perméabilité apparente à la cloche simple (m^2)	m^2
k_{aT0}	Perméabilité apparente correspondant à la pression P_{c0} en régime purement transitoire à la cloche simple normale ou avec l'appareil Torrent TPT	m^2
k_{aref}	Perméabilité apparente de référence	m^2
k_{Te}	Perméabilité avec la méthode Torrent corrigée par rapport à l'épaisseur	m^2
k_i	Perméabilité intrinsèque au sens de Klinkenberg	md et m^2
ε	Permittivité (sans unité)	-
ϕ_e	Porosité accessible à l'eau (%)	-
ϕ_g, ϕ	Porosité accessible au gaz (%)	-
P_{atm}, P_a	Pression atmosphérique	Pa
P_c	Pression dans la chambre à vide en absolue	Pa

TABLE DES MATIERES

$P_1, P_{\text{entrée}}$	Pression entrée en absolue	Pa
P_2, P_{sortie}	Pression sortie en absolue	Pa
P_m	Pression moyenne en absolue	Pa
P_{mL}	Pression moyenne avec un profil de pression linéaire dans l'éprouvette	Pa
P_{mv}	Pression moyenne vraie en absolue	Pa
r	Rayon caractéristique des pores	$\mu\text{m}, \text{m}$
R_c	Résistance mécanique	MPa
R	Résistance mesurée lors de l'essai de mesure de la résistivité électrique	Ω
ρ	Résistivité électrique (attention : même notation que la masse volumique)	$\Omega.\text{m}$
A	Section de la chambre interne de la double chambre de l'appareil TPT	m^2
A	Surface normale à la direction du flux	m^2
T	Température	K, $^{\circ}\text{C}$
TERPE	Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Ecoulement	s, h
μ	Viscosité de l'air	Pa.s
\dot{P}_{c0}	Vitesse de remontée de la pression dans la cloche à vide	Pa/s
c	Vitesse du son dans le vide = $3 \times 10^8 \text{ m.s}^{-1}$	m.s^{-1}
V_L	Vitesse d'onde longitudinale (de compression)	m/s
V_T	Vitesse d'onde transversale (de cisaillement)	m/s
V_C	Volume de la chambre à vide	

LISTE DES ABREVIATIONS

ANR	Agence Nationale de la Recherche
ECLille	Ecole Centrale de Lille
EDF	Electricité De France
ENDE	Evaluation Non Destructive des Enceintes de confinement des centrales nucléaire
I2M	Institut de Mécanique et d'Ingénierie – Bordeaux
IFSTTAR	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux
ISTERRE	Institut Des Sciences De La Terre
LMA	Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique de Marseille
LMDC	Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse
MACENA	MAîtrise du Confinement des ENceintes en Accident
PIA	Programme d'Investissement d'Avenir
VERCORS	VERification Réaliste du CONfinement des RéacteurS



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Contexte général de la sécurité nucléaire

Après l'accident de Fukushima (mars 2011), le gouvernement français a jugé utile de prédire le comportement des enceintes de confinement de ses centrales nucléaires en cas d'accident.

L'accident sévère est caractérisé par une montée brusque en pression de 5 bars (relative) et de température de 180°C à l'intérieur de l'enceinte de confinement.

L'enceinte de confinement considérée dans cette étude est le Bâtiment Réacteur à double enceinte des centrales nucléaires françaises de production d'électricité des paliers P4 et P'4. Ces enceintes constituent la troisième barrière de protection après la gaine de combustible et la cuve en acier du réacteur. Elles doivent alors obéir à des critères d'étanchéité pour empêcher de potentielles dispersions de radionucléides afin d'assurer la sécurité de la population avoisinante en situation normale de service, lors des essais de contrôle ou en cas d'accident. A ce propos, pour vérifier l'étanchéité du Bâtiment Réacteur, des essais sont réalisés périodiquement (tous les 10 ans). Ces essais nommés « épreuves enceinte » permettent de quantifier les fuites quittant l'enceinte interne. Ils consistent en une mise en pression du bâtiment, reproduisant les conditions de pression d'accident. Ces épreuves apparaissent donc comme potentiellement destructives à long terme pour les enceintes.

Pour répondre à ces problématiques de sécurité nucléaire, le projet ANR ENDE a pour objectif de proposer des méthodes de Contrôles Non Destructifs intégrées à une démarche de suivi des enceintes de confinement. Ce contrôle non destructif est relatif aux deux fonctions primordiales des enceintes de confinement qui sont la résistance mécanique et la résistance aux fuites.

L'étude de la résistance aux fuites constitue l'objectif principal de notre thèse. Le matériau utilisé pour ces enceintes de confinement est du béton armé précontraint bi-axialement. Alors, pour étudier la résistance aux fuites des enceintes, un des indicateurs de durabilité à considérer particulièrement est la capacité du béton à se laisser traverser par du gaz sous l'effet d'un gradient de pression : il s'agit de la perméabilité au gaz.

Problématique générale et objectifs

Au laboratoire tout comme sur site, la difficulté d'évaluation de la perméabilité (ou de la fuite) réside à deux niveaux : les dispositifs de mesure des fuites et l'interprétation des mesures effectuées. Nous précisons dès maintenant deux points qui peuvent apparaître triviaux mais qui sont importants en physique de l'écoulement d'un gaz en milieu poreux :

Quand un matériau est traversé par un gaz, il y a un débit de fuite qui rentre dans le matériau et un débit de fuite qui en sort après avoir traversé le matériau sur toute son épaisseur. Il faut un certain temps pour que les flux gazeux amont et aval soient identiques : il s'agit du Temps d'Établissement du Régime Permanent d'Écoulement (TERPE). Ce temps dépend bien évidemment de l'épaisseur traversée et de la perméabilité du matériau.

Ainsi, sur site, deux quantités de fuite sont généralement évaluées et analysées : la fuite qui rentre dans la paroi interne de l'enceinte interne, et la fuite mesurée du côté extérieur de l'enceinte interne. La fuite qui rentre dans l'enceinte est déduite de l'analyse de la baisse de pression dans l'enceinte interne initialement gonflée à sa pression de dimensionnement. La fuite

du côté extérieur de l'enceinte est mesurée au moyen de cloche sur certaines zones ponctuelles à l'extérieur de l'enceinte. La difficulté majeure est alors l'analyse des deux quantités de fuite ainsi mesurées qui d'ailleurs ne sont en pratique jamais égales.

Puisque la fuite déduite de la baisse de pression est la mieux représentative de l'enceinte (la mesure est globale), il est capital de maîtriser le TERPE pour en déduire la fuite à l'extérieur du bâtiment. Nous proposons dans cette étude une approche théorique, expérimentale et numérique pour maîtriser l'évolution de cet indicateur temporel quel que soit l'état du béton.

Au laboratoire, les fuites entrant et sortant du matériau sont aisément accessibles. Cependant il y a plusieurs techniques de mesure et celles-ci ne sont pas unanimes sur les fuites mesurées sur un même échantillon conduisant à des perméabilités apparentes différentes. Pour déterminer une fuite caractéristique du matériau, nous avons donc réalisé une étude comparative de plusieurs techniques (destructives et non destructives). Nous proposons une approche analytique afin de déterminer une perméabilité et donc une fuite indépendante de la technique utilisée.

Une autre difficulté de l'étude réside essentiellement dans la représentation en laboratoire des caractéristiques du site. Ces caractéristiques sont entre autres, les dimensions de l'ouvrage, l'histoire de toutes les contraintes subies par le matériau et la complexité de la structure. L'enceinte interne étudiée est en effet une structure en béton, fortement armée, précontrainte biaxialement et dont l'épaisseur en zone courante avoisine 1 mètre.

La prise en compte de l'ensemble des complexités relatives à ces enceintes nucléaires ne peut être que très difficilement reproduite en laboratoire. C'est pourquoi, il sera obligatoire de faire un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. Dans le cadre de cette étude, on s'intéresse à des zones dites zones de fuites diffuses. Ces zones ne prennent pas en compte des hétérogénéités telles que : la présence d'armatures (même si dans notre étude, nous analysons le potentiel impact des armatures sur les mécanismes de transfert en milieu poreux), la présence de gaines de précontrainte, de reprises de bétonnage ou l'existence d'une fissuration. Ce choix de simplification peut être justifié par le fait que les zones singulières potentiellement fissurées sont facilement identifiables à l'extrados de la paroi interne et font généralement l'objet d'un traitement d'étanchéité par EDF. Pour que ces hypothèses n'éloignent pas trop l'étude du contexte dans lequel elle se situe, ces zones ainsi considérées ne sont pas homogènes vis-à-vis de la teneur en eau, des propriétés mécaniques, des dégradations de service et d'éventuelles dégradations d'origine thermo-hydro-mécanique. Nous étudierons alors l'évolution de la fuite en fonction de la saturation et des endommagements mécaniques et thermiques.

Le projet ENDE propose sous forme de cartographie la caractérisation de ces zones au moyen de plusieurs observables : permittivité, résistivité, module de Young dynamique, degré de saturation, vitesses d'ondes, etc. Dans notre étude, nous proposons des outils en partie empirique et en partie théorique de calcul de fuites et des TERPE associés aux observables qui sont renseignés dans la cartographie. La pertinence des fuites ainsi calculées est alors étroitement conditionnée par la capacité des indicateurs renseignés dans chaque maille de la cartographie à être représentatifs de la paroi de l'enceinte interne dans sa globalité.

Puisque notre travail a une application industrielle directe et puisqu'il est intégré dans le cadre du projet ENDE, il est important de présenter la situation de mesure de fuite et la description du projet ENDE. Ainsi, le lecteur pourra comprendre le cadre limite de notre thèse : par exemple, notre étude porte sur une seule formulation de béton. Nous présentons donc l'ensemble de ces informations dans le Chapitre 1.

Ensuite, dans le Chapitre 2, nous présenterons l'étude de normalisation de la mesure de perméabilité à l'air du béton et de calcul du TERPE. Puis, le Chapitre 3 sera consacré à l'étude des interactions entre la perméabilité et les endommagements thermique, hydrique et mécanique du béton. Nous verrons dans le Chapitre 4 que ce n'est pas uniquement l'endommagement du béton qui conditionne les écoulements dans le matériau. Nous proposons à ce propos d'étudier l'impact de zones de faible résistance aux fuites (interfaces acier-béton) sur le mécanisme de l'écoulement dans le béton armé. Les résultats de cette dernière étude permettront de mieux comprendre les calculs des TERPE et des taux de fuites qui constituent l'objet du Chapitre 5.

Nous terminerons ce mémoire de thèse par une conclusion générale de nos travaux, ainsi que des perspectives qui en découlent sur les améliorations nécessaires à apporter afin de déboucher vers un modèle fiable capable de reproduire les variations de perméabilité d'une enceinte de confinement.

Nous reviendrons de façon détaillée sur la structure de la thèse dans le Chapitre 1. Le lecteur pourra mieux saisir les objectifs spécifiques, le déroulement de notre étude et le plan détaillé du mémoire une fois le problème clairement posé.

CHAPITRE 1

PROBLEMATIQUE STRUCTURE DE LA THESE MATERIAU ETUDIE

SOMMAIRE CHAPITRE 1

1.1. Introduction au chapitre 1	21
1.2. Revue bibliographique sur les transports en milieu poreux	21
1.2.1. Principaux hydrates et microstructure de la pâte de ciment	21
1.2.2. Eau dans la pâte de ciment hydraté et le béton	23
1.2.3. Interface pâte-granulat du béton : ITZ ou auréole de transition	23
1.2.4. Porosité et perméabilité de la pâte de ciment	24
1.3. Problématique	25
1.3.1. Mesure des fuites sur site	25
1.3.1.1. Présentation du bâtiment réacteur et nomenclature des fuites mesurées	25
1.3.1.2. Mesures des fuites lors des épreuves « enceinte »	26
1.3.2. Evaluation des fuites au laboratoire et transposition des résultats sur site	28
1.3.2.1. Problème de l'évaluation des fuites au laboratoire.....	28
1.3.2.2. Problème de transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site	28
1.4. Descriptif du projet ENDE et de la thèse ENDE-LMDC	29
1.4.1. Présentation du projet ENDE	29
1.4.1.1. Objectifs du projet ENDE	29
1.4.1.2. Définition des états du béton étudié dans le cadre du projet ENDE.....	30
1.4.2. Présentation de la thèse ENDE-LMDC	31
1.4.2.1. Définition des états du béton étudié dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC	31
1.4.2.2. Objectifs et résultats attendus.....	31
1.5. Matériau d'étude	32
1.5.1.1. Formulation du béton étudié et propriété des gâchées	32
1.5.1.2. Géométrie et prélèvement des éprouvettes testées	33
1.5.1.3. Conditionnement : cure appliquée, séchage et homogénéisation	34
1.6. Structure du mémoire	39

1.1. Introduction au chapitre 1

Dans tout le document, nous faisons référence aux études réalisées dans deux cadres : cadre intrinsèque au projet ENDE et cadre intrinsèque au travail de thèse.

Il s'agit de la même étude globale, mais comme le contenu peut différer, en cas de besoin de précision, nous désignerons par « thèse ENDE-LMDC » notre travail de thèse.

Le but de ce chapitre est de situer l'ensemble des objectifs spécifiques et le déroulement détaillé de cette étude (projet et thèse). Il est divisé en trois parties.

La première partie présente une revue bibliographique sur les transports en milieu poreux afin d'introduire les mécanismes d'écoulement de l'air dans le béton lors d'une mesure de fuite sur site. La problématique de mesure de fuite (sur site comme au laboratoire) est présentée dans la deuxième partie. La troisième partie présente le projet ENDE, la thèse ENDE-LMDC et le matériau étudié dans notre travail. Enfin une conclusion du chapitre précisera le contenu spécifique de chacun des chapitres du document.

1.2. Revue bibliographique sur les transports en milieu poreux

L'objet de la présente bibliographie est de rappeler de manière générale la description de la microstructure du béton et son impact sur la porosité et la perméabilité du matériau. Les points spécifiques de la bibliographie sont par la suite présentés en introduction de chacun des chapitres du mémoire afin que les connaissances issues de la littérature nécessaires à l'analyse des résultats expérimentaux soient exposées dans le même chapitre que l'interprétation des expérimentations. Les mécanismes de transport dans les milieux poreux dépendent de la composition du matériau dans lequel le fluide se déplace. Dans le cas du béton, ce matériau est composé de deux phases solides poreuses (pâte de ciment et granulats) et les propriétés de transport dépendent donc à la fois de la composition de chacune de ces phases et de leur interaction. Il est donc nécessaire de débiter cette revue de la littérature par la présentation des connaissances de base concernant la composition des bétons et de ses conséquences en termes de porosité.

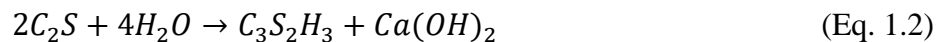
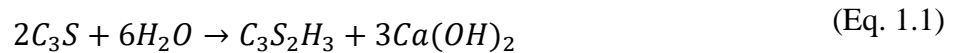
1.2.1. Principaux hydrates et microstructure de la pâte de ciment

Hydrates de la pâte de ciment

Le ciment portland anhydre est un liant hydraulique qui en contact avec l'eau conduit à une réaction d'hydratation (dissolution, sursaturation, précipitation...). Le produit de cette réaction est une pâte solide. Cette pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton (Hanche, 2011). La littérature renseigne sur la composition d'un ciment anhydre ; les quatre principaux constituants sont :

- Le silicate tricalcique : 3CaO SiO_2 , (C3S) (60 à 65 % en masse du ciment) ;
- Le silicate bi-calcique : 2CaO SiO_2 , (C2S) (20 à 25 % en masse du ciment) ;
- L'aluminate tricalcique : $3\text{CaO Al}_2\text{O}_3$, (C3A) (8 à 12 % en masse du ciment) ;
- L'aluminate ferrite calcique : $4\text{CaO Al}_2\text{O}_3$, (C4AF) (8 à 10% en masse du ciment).

Dans leur étude sur le retrait chimique et endogène, Tazawa et al ont présenté l'ensemble des équations d'hydratation en jeu lors de l'hydratation du ciment ; les principales hydrations sont celles des silicates tricalcique et bi-calcique (Tazawa et al., 1995):



A l'issue de ces réactions, les produits les plus importants sont :

- Les silicates de calcium hydratés : CaO, SiO_2, H_2O : appelés aussi « gel » de C-S-H à cause de leur structure colloïdale, ils offrent à la pâte de ciment sa résistance,
- La portlandite : $Ca(OH)_2$: qui se cristallise en plaquettes hexagonales,
- Les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium (7 à 10%).

Microstructure de la pâte de ciment – Description des C-S-H

La microstructure de la pâte de ciment durcie est constituée de pores à différentes échelles, connectés ou non et de phases liquide et gazeuse présentes dans ces pores. Elle est constituée notamment des C-S-H et de la portlandite. Les quantités de C-S-H et de $Ca(OH)_2$ dépendent essentiellement de la quantité de l'eau de gâchage. En moyenne, une pâte de ciment durcie ordinaire contient entre 50 et 70 % de C-S-H et environ 25 % de $Ca(OH)_2$. Dans le cas des pâtes de ciment à haute performance, la quantité de phase C-S-H est encore plus importante, ce qui induit une augmentation de la résistance.

Pour mieux comprendre l'évolution des C-S-H, le lien entre cette évolution et les variations macroscopiques mécanique (retrait, fluage par exemple), il existe différents modèles de description. Les plus connus sont les modèles de : Powers-Brownyard (Powers, 1958), Jennings (CM I et CM II) (Jennings, 2000), Feldman-Sereda (Feldman et Sereda, 1968). Mais, c'est le modèle proposé par Feldman et Sereda qui est généralement accepté pour expliquer la plupart des comportements de la pâte de ciment.

Tel que présenté sur la **Figure 1.1**, le modèle de Feldman met en exergue une structure en couches des C-S-H dont les particules se présentent sous une forme de lamelles.

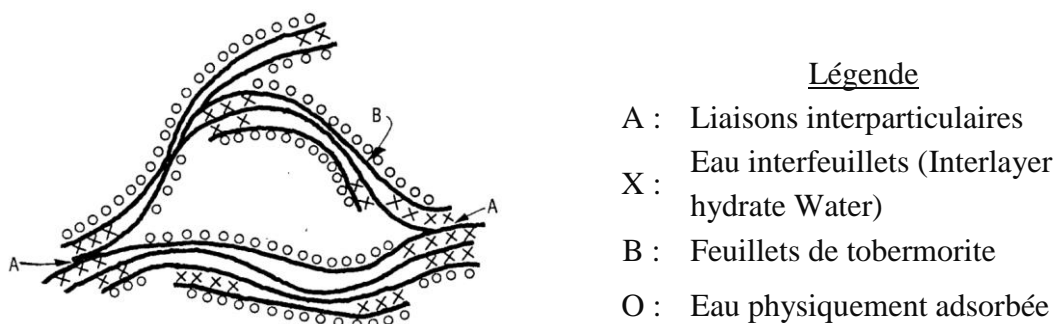


Figure 1.1 Modèle simplifié pour le ciment Portland hydraté (Feldman et Sereda, 1968)

Chaque lamelle est constituée de 2 ou trois feuillets mal cristallisés et très minces (B) avec une épaisseur moyenne de 30 Angströms et un espacement de l'ordre de 17 Angströms (Kantro *et al.*, 1962). Ces feuillets peuvent avoir un mouvement relatif entre eux, réversible ou non (lors du chargement mécanique) et donnent lieu aux espaces inter-feuillets. Ainsi, la pénétration et le départ d'eau des espaces entre lamelles et entre feuillets sont possibles. Ces départs et entrées d'eau entre feuillets sont les phénomènes prédominants expliquant les variations dimensionnelles observables au cours du temps sous diverses sollicitations (Feldman et Sereda,

1968). Il faut souligner que ce modèle a été amélioré entre autre par Feldman en 1970 puis par Sierra en 1974 (Sierra, 1974).

1.2.2. Eau dans la pâte de ciment hydraté et le béton

L'eau joue le rôle d'hydratant du ciment, mais également, elle est garante de la bonne maniabilité du béton frais, elle se retrouve sous plusieurs formes dans la pâte de ciment durcie. Au jeune âge, on distingue généralement, selon la classification proposée par Powers et Brownyard (Powers et Brownyard, 1946) et reprise par Sierra (Sierra, 1974) trois types d'eau. Il s'agit de :

- **L'eau chimiquement liée ou eau de constitution** : elle est constituée de l'eau hydroxylique qui se forme par condensations des hydroxyles internes et superficiels, de l'eau moléculaire de cristallisation.
- **L'eau adsorbée ou l'eau physiquement liée** : elle est liée à la surface des pores solides du fait des forces intermoléculaires de Van Der Waals et de forces électrostatiques. La distinction entre physi et chimisorption dépend de la grandeur des énergies d'adsorption : quelques kilocalories pour la première et plus d'une dizaine pour la seconde (soit environ 0,4eV). Ces forces d'adsorption décroissent à mesure que l'on s'éloigne du solide. Ainsi, il est possible d'identifier les formes d'eau adsorbées à la surface des C-S-H : sur la face externe des lamelles de C-S-H, l'eau est adsorbée sur 6 couches au maximum (résultat qui lie la taille de la molécule de l'eau, soit 3 Å, à l'espace généralement disponible entre deux lamelles de C-S-H, soit 20 Å). L'espace interfeuillet est un espace très étroit (quelques Angströms) et ne peut donc accueillir qu'une à deux molécules d'eau. L'eau dans ces espaces est particulièrement rigidifiée et peut ainsi s'apparenter à de la glace (Baroghel-Bouny, 1994).
- **L'eau libre ou capillaire** : contenue dans les espaces inter granulaires, il s'agit de la forme condensée d'eau qui remplit le volume poreux dans les zones qui ne sont pas sous l'influence des forces d'adsorption. Les quantités des deux derniers types d'eau (eau libre, eau adsorbée) dépendent fortement de l'humidité relative régnant dans le réseau poreux. Dans les pâtes de ciment durcies, ces eaux peuvent cohabiter ensemble.

Cependant, du point de vu identification et dosage, on se limite généralement à identifier eau évaporable et eau non évaporable :

- L'eau évaporable est considérée comme celle qui est éliminée après mise en équilibre de la pâte de ciment avec la glace (-79°C), elle comprend l'eau libre et l'eau adsorbée la moins liée.
- L'eau non évaporable est celle qui est retenue après cet équilibrage à -79°C. Elle comprend l'eau adsorbée la plus liée, l'eau interfeuillet et l'eau combinée de la structure.

1.2.3. Interface pâte-granulat du béton : ITZ ou auréole de transition

Dans le béton durci, un certain nombre d'interfaces entre la pâte de ciment et les autres constituants sont à distinguer. A partir des travaux de Maso en 1980, de Mindess en 1988 puis de Maso en 1993, il est à identifier 5 groupes d'interfaces. Ils sont cités par Larbi (Larbi, 1993) :

- Les interfaces entre les diverses phases qui composent la pâte de ciment y compris l'interface entre la pâte de ciment et le ciment non ou partiellement hydraté,

- L'interface entre la pâte de ciment et les particules hydratées ou non des matières pouzzolaniques,
- L'interface entre la pâte de ciment et les granulats,
- L'interface entre la pâte de ciment et les aciers,
- L'interface entre la pâte de ciment et certaines fibres éventuellement présentes dans le béton.

Dans notre revue, nous nous intéressons à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats. Cette interface appelée zone de transition interfaciale notée ITZ (Interfacial Transition Zone) ou « auréole de transition » est définie comme la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la matrice cimentaire et les granulats qu'elle enrobe (Larbi, 1993; Maso, 2004). Elle tire son origine de l'effet « mur » présenté à la **Figure 1.2**. Cet effet est schématisé par un objet solide plat placé au hasard dans un assemblage de grains de ciment ; cet objet couperait de travers les grains. Comme cela est impossible, l'assemblage des grains est perturbé pour donner une zone de plus grande porosité et des grains plus petits dans la zone proche des granulats (Scrivener *et al.*, 2004).

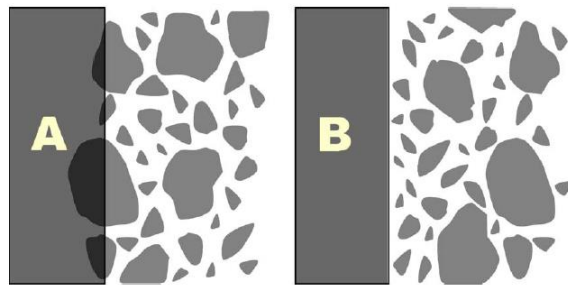


Figure 1.2 Illustration de l'effet « mur » (Scrivener *et al.*, 2004)

Du fait de son mode de formation, l'ITZ n'est pas une zone définie, mais une zone de transition. Elle est mieux cristallisée que la matrice et présente un rapport E/C plus élevé que le reste de la pâte. Ainsi, la porosité de l'ITZ est plus élevée que celle de la pâte (Christensen *et al.*, 1994). Les pores sont plus grossiers dans cette zone, et deviennent ainsi un réseau de cheminement privilégié pour les transferts de matières. Salih (1987) cité par Chen a trouvé que la perméabilité de l'interface est plus grande que celle de la matrice (Chen, 2011). L'épaisseur de cette zone augmente avec la taille du granulat et le rapport E/C, mais reste dans tous les cas inférieure à la cinquantaine de μm (Christensen *et al.*, 1994).

1.2.4. Porosité et perméabilité de la pâte de ciment

Tout d'abord, il faut mentionner que c'est l'arrangement des différents produits de l'hydratation qui définit la porosité de la pâte de ciment. Ainsi, l'analyse de la microstructure de la pâte de ciment à partir de la porométrie mercure fait distinguer essentiellement deux types de pores : les pores capillaires et les pores des gels ou des hydrates (Powers, 1958). Les premiers (pores capillaires) sont de l'ordre de $1 \mu\text{m}$ et peuvent contenir de l'eau dans les conditions saturées. Cette porosité peut être affectée par le rapport E/C. Les pores des gels ou des hydrates sont à l'échelle nanométrique ($<10\text{nm}$). La porosité relative aux hydrates est caractérisée par des vides plus petits, pratiquement non affectés par le rapport E/C et qui seraient donc une caractéristique intrinsèque des hydrates formés (Baroghel Bouny, 2008). La porosité intrinsèque du gel C-S-H

serait d'environ 26 % (Powers, 1958); elle dépend du ratio initial E/C et des conditions de cure. Hansen propose un même ordre de grandeur de cette porosité d'environ 28 % (Hansen, 1986). Dans de tels solides, la taille des pores peut être exprimée en termes de rayon hydraulique qui est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillée (Powers, 1958). Connaissant la porosité de la pâte de ciment et la surface spécifique du gel qu'elle contient, on peut calculer le rayon hydraulique. Les mesures ont montré que le coefficient de perméabilité du gel lui-même est d'environ $7 \cdot 10^{-11}$ darcys. La perméabilité de l'ensemble de la pâte dépend surtout de sa porosité capillaire du fait que la résistance à l'écoulement des cavités capillaires est plus petite que celle du gel.

En substance, cette revue de la littérature a permis de montrer que la perméabilité des matériaux granulaires dépend de la porosité, de la taille et de la forme des pores. Dans le cas d'un béton, cette porosité prend des formes diverses (porosités des granulats et de la pâte de ciment, auréoles de transition, voire, comme cela sera exposé par la suite dans le cas de béton dans une structure en service, fissuration). Les phénomènes de transport dans les bétons en sont rendus d'autant plus complexes à appréhender.

1.3. Problématique

1.3.1. Mesure des fuites sur site

1.3.1.1. Présentation du bâtiment réacteur et nomenclature des fuites mesurées

Il est important de s'appropriier au préalable la terminologie relative à la description des bâtiments réacteurs et de se familiariser avec le vocabulaire consacré à la mesure de fuites sur site.

Le bâtiment réacteur des centrales nucléaires de production d'électricité à double paroi est constitué de deux enceintes de confinement (Figure 1.1). Ces enceintes sont formées d'un fût cylindrique surplombé d'un dôme. L'enceinte externe est en béton armé, l'enceinte interne en béton armé précontraint comme le présente la Figure 1.1.

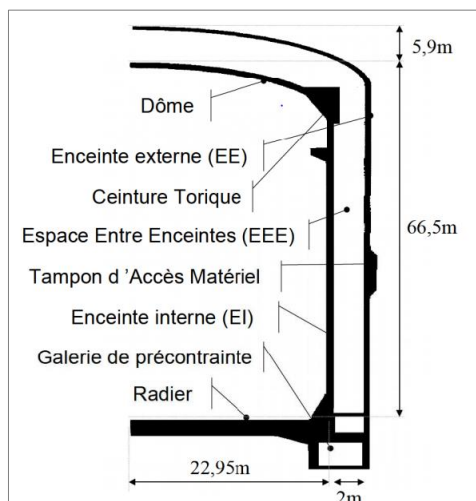


Figure 1.1 Schéma de la partie Génie civil d'un Bâtiment réacteur (Verdier, 2001)

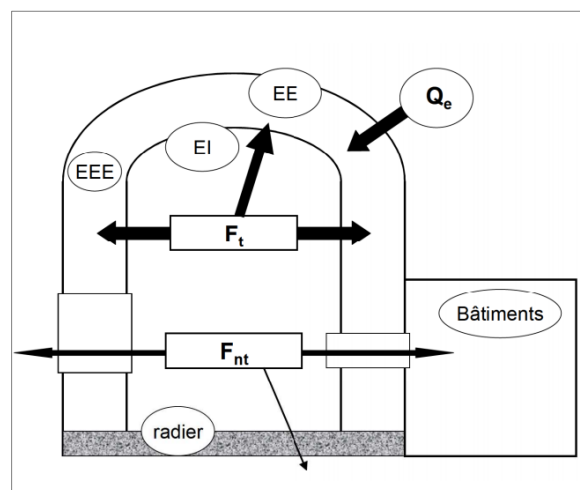


Figure 1.2 Nomenclature des fuites rencontrées sur site en éprouve (Verdier, 2001)

Des éprouves « enceinte » (essais d'étanchéité) sont réalisées chaque 10 ans pour vérifier le respect des critères d'étanchéité de ces enceintes conformément au Décret d'Autorisation de

Création (DAC). L'enceinte interne est sollicitée avec de l'air sec comprimé à 5,2 bars (pression absolue maximale de dimensionnement) pour simuler un accident de perte de réfrigérant primaire (APRP) ou de rupture de tuyauterie vapeur (RTV) (Herber et Auge, 1982).

Ces épreuves « enceinte » ne reproduisent pas réellement les situations d'accident sévères. En situation d'accident, la montée et la chute de pression au sein de l'enceinte ont lieu plus rapidement que lors des épreuves où le palier de pression est maintenu pour les besoins des mesures. De plus en accident réel, le mélange est de l'air humide, la vapeur d'eau peut se condenser dans la porosité du béton créant une barrière au gaz et contribuant ainsi à une baisse de débit représentative d'une chute de la perméabilité au gaz (Abbas *et al.*, 1999; Maréchal et Beaudoux, 1992). Ce qui n'est pas le cas lors d'une épreuve enceinte qui est réalisée avec un air sec. L'épreuve enceinte est donc considérée comme sécuritaire par rapport à un accident et EDF a défini un facteur de transposition qui varie entre 1,5 et 4 entre un essai en air et un essai en air-vapeur (Granger, 1998; Masson, 2013). En connaissance de ce résultat, nous pouvons alors travailler avec de l'air sec dans notre étude.

1.3.1.2. Mesures des fuites lors des épreuves « enceinte »

La Figure 1.2 et le Tableau 1.1 présente la nomenclature de l'ensemble des fuites en présence lors d'une épreuve enceinte.

Tableau 1.1. Terminologie de mesure de fuite sur enceinte de confinement nucléaire

Symboles	Désignations
EI	Paroi de l'Enceinte Interne
EE	Paroi de l'Enceinte Externe
EEE	Espace Entre les parois de l'Enceinte
F	Taux de Fuite
Q	Débits de fuite correspondant à ces taux
Fg ou Qg	Taux ou débit de fuite global de la paroi interne de l'enceinte
Fe ou Qe	Taux ou débit de fuite global de la paroi externe de l'enceinte
Fnt (EEE) ou Qnt(EEE)	Taux ou débit de fuite ne transitant pas par l'EEE
Ft ou Qt	Taux ou débit de fuite transitant par l'EEE
Feee ou Qeee	Taux ou débit de fuite global de l'enceinte
Fr ou Qr	Taux ou débit de fuite transitant par le radier de l'enceinte
Frnt ou Qrnt	Taux ou débit de fuite du radier ne transitant pas par l'EEE
Frt ou Qrt	Taux ou débit de fuite du radier transitant par l'EEE

Il existe plusieurs sources de fuite lors d'une épreuve enceinte du fait de la complexité des enceintes. On peut citer :

- Les parois interne et externe de l'enceinte interne. On retrouve les deux quantités de fuite lorsqu'un matériau est traversé par un gaz : la fuite qui rentre dans la paroi interne de l'enceinte est la fuite globale Fg (ou Qg le débit associé) et la fuite qui sort du matériau après avoir traversée toute son épaisseur est Fe ou Qe.
- Le radier : c'est la source des fuites non transitantes Fnt qui ne passent pas par l'EEE,

- Zones singulières. Ce sont des endroits présentant des défauts identifiés. Il s'agit généralement des lieux où les déformations sont empêchées, la ceinture torique liant le dôme au fût, le gousset liant le bas du fût au radier, les alentours des grosses traversées comme le Tampon d'Accès Matériel (Figure 1.1) autour duquel les câbles de précontrainte sont déviés.

Lors de ces épreuves « enceinte », la principale fuite mesurée est la fuite globale F_g quittant l'enceinte interne. Elle exprime le pourcentage de la masse d'air sec quittant l'enceinte par jour. Mais cette fuite globale quittant l'enceinte interne à l'amont (F_g) est toujours supérieure à la fuite obtenue à l'aval de la paroi externe de l'enceinte interne F_e . Il y a différentes explications à ce résultat :

- Les fuites F_{nt} qui ne transitent pas par l'EEE et ne peuvent pas être comptabilisées dans les fuites mesurées à l'extrados dans l'EEE (F_e).
- Le mode de mesure des fuites externes de l'enceinte interne (F_e). En effet, ces fuites sont mesurées à l'extérieur de l'enceinte interne à des points ponctuels et non sur l'ensemble de la paroi externe de l'enceinte interne. Il est envisageable que les fuites ainsi mesurées ne soient pas représentatives de tout le parement à l'extrados.

De plus la détermination de la fuite globale F_g mérite d'être analysée. En effet, après la mise en pression de l'enceinte, deux approches équivalentes sont utilisées pour déduire de la baisse de pression le débit qui quitte l'enceinte :

- On mesure la variation de pression (ou variation de masse d'air) dans l'enceinte. Le taux de fuite est pris égal à la pente de cette variation de masse en fonction du temps.
- On procède à des mesures de pression chaque 15 minutes et la fuite globale quittant l'enceinte (amont) est estimée sur plusieurs périodes (de 15 minutes) après que sa stabilisation ait eu lieu. L'écoulement est alors considéré permanent et son régime de débit laminaire lorsque la pression devient linéaire en fonction du temps. Cette hypothèse signifie que le taux de fuite global F_g de l'enceinte interne devrait être égal au taux de fuite à l'extérieur de l'enceinte interne F_e . Ce qui n'est pas le cas.

Il se pose là clairement la question du critère de définition du régime permanent.

Dans notre étude, nous apportons des éléments de réponse sur le TERPE. En effet, la complexité de l'ouvrage peut rendre le critère sur site discutable. L'enceinte est constituée de nombreuses zones de faibles résistances aux fuites dont notamment les interfaces acier-béton (Sogbossi *et al.*, 2017) et les zones singulières. Ces zones de faibles résistances aux fuites peuvent en effet conduire à obtenir une fuite quittant l'enceinte constante sans que le régime de débit permanent ne soit atteint dans l'ensemble de la structure. La conséquence flagrante est qu'aucune fuite n'est mesurée à l'extérieur de l'enceinte en « régime permanent » quand l'enceinte est gonflée à 2 bars absolue. On peut donc se demander si le régime permanent est réellement atteint lors des épreuves « enceinte ». Dans notre étude, nous proposons alors une étude théorique, expérimentale et numérique pour suivre l'évolution du TERPE à partir de la perméabilité du béton et de sa porosité accessible au gaz.

Par ailleurs l'épreuve enceinte qui est une simulation d'accident peut entraîner des dégradations importantes de l'ouvrage. L'accumulation de ces dégradations peut conduire à la fissuration du

béton (Choinska, 2006). La conséquence est l'observation de fuites de plus en plus importantes au fil des épreuves enceintes, comme cela a été observé sur certaines enceintes. Vu sous cet angle, l'épreuve enceinte apparaît potentiellement comme un essai sollicitant à long terme pour les enceintes. Il est alors nécessaire de développer de nouvelles approches pour diagnostiquer l'état des enceintes nucléaires au moyen de techniques non destructives qui sont fondamentalement inoffensives vis-à-vis de la structure des enceintes. Le projet ENDE s'inscrit entièrement dans cette démarche.

1.3.2. Evaluation des fuites au laboratoire et transposition des résultats sur site

1.3.2.1. Problème de l'évaluation des fuites au laboratoire

Au laboratoire, il est relativement facile de mesurer les fuites (ou la perméabilité) à l'entrée et la sortie d'un échantillon de matériau soumis à un gradient de pression.

La difficulté réside dans le fait que pour déterminer la perméabilité du béton au laboratoire, on dispose de plusieurs techniques de mesure qui n'aboutissent pas aux mêmes valeurs de perméabilité pour un même échantillon donné. Il se pose alors la question de savoir quelle valeur peut être considérée comme caractéristique du matériau testé.

De même, il existe peu de techniques non destructives de mesure de la perméabilité. Pour rester dans l'orientation du projet ENDE de développer de nouvelles techniques non destructives d'auscultation du béton, nous avons procédé dans notre étude à une analyse comparative de techniques destructives et des techniques non destructives de mesure de la perméabilité.

1.3.2.2. Problème de transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site

Le gros problème de transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site reste la représentativité des éprouvettes testées au laboratoire. En fait, les essais au laboratoire sont généralement faits sur des éprouvettes de béton d'épaisseur 5 cm. Dans le cadre global du projet ENDE, la solution apportée à ce problème a été de considérer des corps d'épreuve prismatiques de type « dalle » de dimensions 50x25x12 cm³. Ce choix a été fait pour représenter au laboratoire le béton de site. Une mini enceinte nucléaire à l'échelle 1/3 d'une enceinte réelle nommée « enceinte VeRCoRs » est également utilisée pour les expérimentations et devrait permettre de valider les approches qui sont proposées.

Cependant, augmenter la taille des éprouvettes de laboratoire est insuffisant pour répondre totalement à cette problématique de représentativité. En effet, les conditions environnementales et l'hétérogénéité du béton sur site (avec par exemple la présence de reprise de bétonnage, armatures, précontrainte, déformations bridées) sont également responsables de problèmes de représentativité entre laboratoire et site. Une meilleure prédiction des taux de fuites nécessite la combinaison entre des expérimentations aussi représentatives que possible et des modélisations numériques complètes de l'enceinte avec une représentation avancée de la microstructure du béton. Cette problématique est abordée dans le projet MACENA inscrit lui aussi dans le cadre du Programme d'Investissement d'Avenir (PIA) 2012. Nos résultats pourront être intégrés dans les études du projet MACENA pour permettre une meilleure évaluation du comportement global des enceintes (Asali, 2016; Chhun, 2017).

Dans notre étude, ces considérations géométriques des éprouvettes testées feront l'objet d'une partie importante de l'analyse. Il sera ainsi question d'analyser la capacité de nos lois d'évolution établies généralement sur des corps d'épreuve de petites dimensions (cylindre $\phi 15 \times 5 \text{ cm}^2$) à aboutir à des résultats comparables à ceux obtenus sur les dalles du projet ENDE puis sur l'enceinte VeRCoRs.

En résumé les problèmes identifiés sont :

- L'épreuve enceinte est potentiellement « sollicitante » à long terme, d'où l'utilité de développer des approches non destructives de diagnostic des enceintes nucléaires
- La mesure de perméabilité au laboratoire et/ou sur site conduit à des résultats différents, d'où la nécessité de procéder à une étude de normalisation.
- Le critère de régime permanent n'est pas forcément vérifié, d'où l'importance de proposer des solutions analytiques afin d'évaluer le régime au cours des essais.
- Les zones d'études considérées présentent différentes hétérogénéités (teneur en eau, dégradation mécanique, thermique) dont les conséquences sur la perméabilité doivent être quantifiées.
- Des hétérogénéités comme les interfaces acier béton peuvent modifier les mécanismes d'écoulement du gaz dans le béton armé, notamment lorsque celui-ci est relaxé de sa précontrainte. Il est important d'élucider le rôle de ces interfaces sur les mécanismes de transfert en milieux poreux.

Pour introduire le plan détaillé de notre mémoire, nous présentons le contenu du projet ENDE

1.4. Descriptif du projet ENDE et de la thèse ENDE-LMDC

1.4.1. Présentation du projet ENDE

1.4.1.1. Objectifs du projet ENDE

Les évaluations par CND que le projet ENDE propose ont pour objectifs de caractériser le béton à travers les indicateurs suivants :

- Le module d'élasticité,
- La porosité,
- La teneur en eau,
- L'endommagement du béton,
- L'évolution de la précontrainte dans le béton,
- La variabilité spatiale de ces paramètres sur des zones ciblées,
- Les dimensions et l'ouverture d'une fissure sous sollicitation évolutive,
- Le débit de fuite potentiel du béton ausculté.

Ainsi, le projet ENDE peut proposer le suivi des enceintes à différentes périodes de vie de l'ouvrage :

- La première période concerne le fonctionnement usuel d'un réacteur et sa maintenance régulière. Lors des épreuves enceintes décennales, il serait possible d'inclure des mesures de CND permettant de caractériser le matériau béton et de déterminer la présence de fissures.
- La seconde période concerne l'analyse et le diagnostic d'un accident potentiel.
- La troisième période concerne la remise en fonctionnement éventuelle du réacteur à la suite d'un accident qui nécessite une requalification des enceintes et de leur capacité à

assurer leurs fonctions. Là aussi les données issues de CND autoriseraient une décision après un re-calcul de la structure.

Pour atteindre ces objectifs un programme expérimental a été défini pour caractériser l'ensemble des états du matériau représentatifs des sollicitations du béton sur site lors d'un accident sévère.

1.4.1.2. Définition des états du béton étudié dans le cadre du projet ENDE

Dans le but d'être représentatif du béton tout au long de la vie de l'enveloppe, différents états du béton sont étudiés. Avant de les détailler nous présentons dans le Tableau 1.2 un récapitulatif des états étudiés dans le cadre du projet ENDE et dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC.

Tableau 1.2. Résumé des états du béton étudiés

Etats du béton	Impact de l'état de saturation	Impact d'une charge de Compression	Impact d'une sollicitation thermique	Observations
Etat 0	X			3 états de saturation : $Sr^* = 100\%$, 60% et 30%
Etat 1		X		Mesure de k sous charges et après déchargement à $Sr=60\%$
Etat 2			X	Trois (03) températures : 80°, 150°, 200° et 150°+gradient à $Sr = 60\%$
Etat 3	X	X	X	3 états de Sr : 100%, 60% et 30%
<i>Sr = degré de saturation</i>				

Description des états du matériau mentionnés dans le Tableau 1.2.

- **Etat 0.** Dans cet état, le béton est considéré comme sain s'il n'est pas endommagé vis-à-vis d'une contrainte mécanique ou d'une sollicitation thermique. Il s'agit du béton « non fissuré ». Ainsi l'état 0 consiste à caractériser le matériau à différents états de saturation dans un état qui servira de référence. Cet état est la représentation du béton de site avant sa mise en précontrainte. Le béton est en place, il sèche et se rétracte jusqu'au moment de sa mise en précontrainte.
- **Etat 1.** L'état 1 consiste à analyser l'effet d'un chargement de compression (représentation du béton comprimé par la précontrainte) sur les observables END et sur la perméabilité. Trois paliers de chargement sont considérés : 4, 8 et 12 MPa correspondant à une charge limite de 30 % de la charge de rupture du matériau et correspondant surtout au taux de précontrainte rencontré sur site.

La précontrainte sert à éviter l'apparition de contraintes de traction et ainsi la fissuration associée du béton pendant l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage. Elle est dimensionnée de manière que le béton du bâtiment réacteur soit entièrement comprimé en fonctionnement normal et qu'une compression résiduelle demeure même à la pression de dimensionnement. La précontrainte entraîne sur le béton une contrainte initiale de compression d'environ 13 MPa dans le sens horizontal et de 8 MPa dans le sens vertical. Bien sûr, les pertes de précontrainte engendrées, entre autres, par les déformations différées du béton ou la relaxation des câbles réduisent au cours du temps les chargements que peut supporter la structure. Malgré cela, la précontrainte doit permettre de préserver une contrainte de compression de 1 MPa dans le béton en situation accidentelle et ce

jusqu'à la fin de la vie de l'ouvrage. Ainsi la fissuration éventuelle due aux déformations différées est maintenue fermée. C'est pour être représentatif de cet état que dans le cadre de notre étude, nous avons considéré de telles charges de compression.

- **Etat 2.** L'état 2 consiste à analyser l'effet d'un chargement thermique (représentation d'une montée rapide en température du béton d'enceinte) sur les observables CND et la perméabilité. Il représente l'effet de la température sur le béton de l'ouvrage.
- **Etat 3.** L'état 3 consiste à appliquer un chargement thermique sur un matériau déjà chargé mécaniquement afin d'étudier les couplages entre les divers endommagements. C'est l'état le plus proche de l'accident mais le plus difficile à représenter.

Le nombre d'éprouvettes et le conditionnement des éprouvettes (dalles) du projet ENDE sont présentés à l'Annexe N°1.

1.4.2. Présentation de la thèse ENDE-LMDC

1.4.2.1. Définition des états du béton étudié dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC

La thèse ne va pas au-delà des états du béton étudiés dans le cadre du projet ENDE. Cependant lors des expérimentations menées dans le cadre du projet, seule une technique de mesure de la perméabilité a pu être utilisée. En effet, les essais avec toutes les méthodes CND (Ultrasons Surface - surface Velocity gradient, Ultrasons Rétrodiffusés, Impact-écho, Radar, Capacité grande électrode, Résistivimètre etc.) sont effectués au LMDC sur une période courte, tous les laboratoires intervenant en même temps sur les mêmes éprouvettes. L'accessibilité des dalles durant les expérimentations a été alors particulièrement compliquée. Pour cela, l'ensemble du programme expérimental a été repris dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC sur des éprouvettes de taille réduite. Il faudra donc valider les équations proposées pour ces éprouvettes sur les résultats des dalles du projet ENDE puis sur les mesures de l'enceinte VeRCoRs.

1.4.2.2. Objectifs et résultats attendus.

Actuellement, la détermination de la perméabilité du béton dans le monde du génie civil ne fait pas l'objet d'un consensus et le contexte normatif est peu défini (NF EN 1779, 1999). La méthode utilisée pour imposer le transfert du gaz (pression ou dépression) ne conduit pas à une valeur identique de perméabilité. Afin d'obtenir des résultats représentatifs et comparables en laboratoire et sur site, des outils pour unifier la perméabilité sont donc nécessaires.

Par ailleurs, l'étude de la perméabilité et des propriétés mécaniques du béton au laboratoire n'est pas toujours représentative des conditions de sollicitations sur site (un béton saturé à 100% en eau n'aura pas la même réponse à une élévation de température de 200°C qu'un béton sec). Le couplage entre sollicitation thermique et l'état hydrique initial du béton doit donc être approfondi. L'évolution de la micro structure du matériau béton en fonction de sollicitations externes (hydrique, thermique, mécanique) a été étudiée (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Choinska, 2006; Picandet, 2001). Notre étude utilisera les informations disponibles sur l'évolution de cette micro structure pour expliquer les évolutions des propriétés de transfert et mécaniques étudiées à l'échelle du matériau.

Par ailleurs, on note une différence majeure entre une grande partie des études en laboratoire et le site : il s'agit de la présence d'armatures dans les ouvrages. Le mécanisme de transfert dans

le béton armé est ainsi peu développé et l'impact des armatures n'est pas clairement quantifiable.

Enfin, peu d'études analysent le lien entre les propriétés de transfert du béton et ses propriétés diélectriques ce qui pourrait être la voie pour une caractérisation non destructive de la fuite

Les résultats attendus de cette étude sont donc de répondre à l'ensemble des points précédemment cités.

Pour étudier les différentes interactions entre la perméabilité et les différents facteurs influents, il a été retenu de travailler sur une seule formulation de béton. Nous présentons alors le matériau étudié dans notre travail.

1.5. Matériau d'étude

Dans le cadre du projet ENDE, un seul béton a été formulé et étudié. Pour cela nous présentons dans ce chapitre introductif sa formulation, le conditionnement des éprouvettes utilisé dans cette étude et la nomenclature générale des éprouvettes. Nous recommandons aux lecteurs de se référer à la nomenclature générale au cours de la lecture.

1.5.1.1. Formulation du béton étudié et propriété des gâchées

Formulation du béton

La formulation a été faite pour que le béton étudié soit représentatif des bétons de site (à base de CEM I) aussi bien du point de vue mécanique (résistance) que du point de vue des transferts (porosité). Notre travail étant inscrit dans le cadre global du projet ENDE, seule cette formulation de béton telle que présentée dans le tableau 1 est étudiée. Les fiches techniques des composants (ciment, sable, gravier) sont présentées en Annexe N°2.

Tableau 1.3. Formulation du béton ENDE

N°	Désignations	Dosage pour 1 m ³ de béton
1	Sable 0/4 rec GSM LGP1	830kg
2	Gravillon 4/11 R GSM LGP1	445 kg
3	Gravillon 8/16 R BALLOY	550 kg
4	CEM I 52.5 NCE CP2 NF Gaurain	320kg
5	Techno 80 Sika plast	2.4 kg
6	Eau efficace	182 kg

Les échantillons de béton étudiés sont des prismes de dimensions 50 x 25 x 12 cm³, ou encore 4 x 10 x 10 cm³, des cylindres d'épaisseur 5 cm et de diamètre 15 cm et des cylindres de longueur 22 cm et de diamètre 11 cm. Huit (08) gâchées ont été réalisées au total pour les travaux : quatre (04) gâchées essentiellement pour le projet ENDE, trois (03) principalement pour la thèse et une (01) gâchée pour un stage de master.

Propriétés physiques et mécaniques des gâchées

Chaque gâchée a été caractérisée à l'état frais et à l'état durci. Le Tableau 1.4 présente les caractérisations effectuées sur trois (3) éprouvettes cylindrique 11x22 cm³ pour les propriétés mécaniques et trois éprouvettes cylindriques 15 x 5 cm² pour la porosité accessible à l'eau

prélevées de chacune des gâchées. Les caractérisations sont effectuées selon la procédure normative (AFPC-AFREM, 1997). Dans le Tableau 1.4 sont également présentées les caractérisations des formulations de bétons effectuées par EDF.

Représentativité des différentes gâchées

L'analyse des valeurs du Tableau 1.4 montre que les propriétés des gâchées en dehors de la gâchée G4 sont analogues à celles du béton sur site. La gâchée G4 diffère des autres du fait d'une erreur de dosage en eau au moment du coulage. Cette gâchée ne servira donc pas à l'étude des interactions entre la perméabilité et les différents endommagements. Elle servira à l'étude des techniques de mesure de la perméabilité et à l'étude de l'impact des aciers sur la perméabilité.

Tableau 1.4. Caractérisation effectuée sur trois éprouvettes de chaque gâchée (écart-types donnés entre parenthèses)

Gâchées	G1	G2	G3	G4	G6	G7	G8	EDF*	Centrale	Sur site
Dates de coulage	09/04/2014	20/05/2014	16/07/2014	17/12/2014	09/02/2015	09/02/2015	02/02/2017		-	-
Caractérisation à l'état frais										
Masse volumique ρ (kg/m ³)	2 358 (6,2)	2 371 (2,77)	2 357 (1,06)	2 107 (3,8)	2 405 (0,64)	2 417 (4,84)		2360	2312	2328
Affaissement au cône d'Abrams (mm)	200	175	200	225	190	215	215	210	200	180
Teneur en air % Air	1,6	2,4	1,9	2,8	-	-	2,5	1,70%	2%	1,80%
Caractérisation à l'état durci										
Résistance compression (MPa)	50,4 (1,3)	53,7 (0,55)	50,2 (0,92)	30 (0,5)	41,9	41	48,8	46,6	-	-
Module de Young (MPa)	35 213 (332)	39 253 (2 717)	36 418 (963)	-	30 710 (167)	32 324 (157)	33 000	35 000	-	-
Porosité à l'eau \emptyset (%)	14,32 (0,24)	15,88 (0,16)	15,88 (0,29)	18,83 (0,08)	15,46 (0,08)	16,69 (0,48)	15,25	14,9	-	-
k intrinsèque (10 ⁻¹⁷ m ²)	-	-	-	4,82 (0,27)	5,27 (0,27)	4,26 (0,96)	5,42 (0,20)	-	-	-
k apparente à 2 bars** (10 ⁻¹⁷ m ²)	-	-	-	(11,7) (0,47)	13,42 (0,60)	11,07 (2,35)	10,27 (0,84)	-	-	-
EDF* : Rapport EDTGC130689 (Aubry, 2000)										
** Pression en absolue. Dans toute la suite du document les pressions seront en absolue.										

1.5.1.2. Géométrie et prélèvement des éprouvettes testées

Géométrie et nomenclature générale des éprouvettes

Le Tableau 1.5 présente la géométrie des éprouvettes utilisées dans chacun des chapitres. Puisque les éprouvettes sont testées dans différentes configurations, une nomenclature a été définie et permet à travers le code de l'éprouvette de savoir la grandeur mesurée, l'état de saturation, la gâchée de prélèvement de l'éprouvette, la température éventuelle de sollicitation, la sollicitation mécanique le cas échéant et le numéro de l'éprouvette.

Tableau 1.5. Géométrie et nomenclature générale des éprouvettes par chapitre

Chapitres	Grandeurs mesurées	Géométrie des éprouvettes (Dimensions en cm)	Nomenclature générale
Chapitres 1 et 2	Perméabilité à l'air (k)	Cylindre 15 x 5	SrGj-i
Chapitre 3	k en fonction de la saturation et de la température	Cylindre 15 x 5	kSrG7T-i
	k en fonction de Sr et de l'endommagement mécanique	Parallélépipède 10 x 10 x 4	-
	Rc et E en fonction de Sr / en fonction de Sr et T / en fonction d'endommagement mécanique	Cylindre 11 x 22	RcESrG6-i RcESrG7T-i ESrG7-i
Chapitre 4	Perméabilité d'éprouvettes armées	Cylindre 15 x 5	SrG4-Ri SrG4-Aj.i
Chapitre 5	Perméabilité Résistivité électrique Permittivité Vitesse d'onde	Cylindres 15 x 5 Cylindres 15 x 10 Cylindre 11 x 22 Dalle 50 x 25 x 12	kSrG8-si
Avec k : perméabilité ; Rc - Résistance en compression ; E - module élastique, Sr – degré de saturation ; T – température ; σ – utilisé pour désigner un endommagement mécanique			
Lecture des nomenclatures :			
<ul style="list-style-type: none"> - kSrGj-si : Epreuve numéro i de la gâchée Gj (G4, G6 ou G7) pour mesure de la perméabilité à différents états de saturation (Sr = 00, 3, 10, 20, 30, 45, 60, 70, 100%). La lettre "s" signifie que la même éprouvette est testée à différents états de saturation. En absence de "s" l'éprouvette a été testé à un seul état de saturation comme k30T200G7-1 : éprouvette numéro 1 à Sr = 30% pour mesure de k après choc thermique à 200°C. - 00GjT105-i : éprouvette k00Gj-si à Sr = 00% et séchée à 105°C durant 10 jours supplémentaires (étude de l'impact du séchage à 105°C sur la perméabilité) 			
Les éprouvettes kSrG4-si (Chapitre 1) sont les mêmes que SrG4-Ri (Chapitre 4). La lettre R a été utilisé dans le chapitre 4 pour signifier « R éférence, sans acier » afin de marquer la différence avec les SrG4-Aj.i qui désignent les éprouvettes A rmées (avec acier incorporé Aj = A2, A3 ou A5).			
<i>Note</i> : Il arrive que dans un chapitre une seule gâchée soit utilisée, c'est le cas du chapitre 4, on utilisera la nomenclature réduite SrRi et SrAj-i.			

Coulage et prélèvement des éprouvettes

A chaque gâchée, et en fonction des besoins, nous avons utilisé des moules 50 x 25 x 12 cm³ pour les dalles, des moules 15 x 20 cm qui serviront de prélever par sciage les éprouvettes 15 x 5 cm (avec ou sans acier), des moules 11 x 22 cm et des moules 12 x 24 cm. Les éprouvettes prélevées par sciage d'autres éprouvettes sont prélevées suivant le sens du coulage afin d'éviter les potentielles causes d'anisotropie de la perméabilité. Chaque chapitre précisera en cas d'ambiguïté le prélèvement des éprouvettes.

Nous présentons maintenant la cure appliquée au béton et le conditionnement des échantillons, du moment du coulage jusqu'au moment de la réalisation des essais.

1.5.1.3. Conditionnement : cure appliquée, séchage et homogénéisation

A chaque gâchée, le béton est coulé dans des moules en carton et/ou en plastique et vibré. Les moules sont recouverts de film plastique pour éviter l'évaporation de l'eau et ils sont stockés ainsi dans une chambre humide à 20 ± 2°C durant vingt-quatre (24) heures. Ensuite, ils sont

démoulés puis conservés dans l'eau de chaux dès leur démoulage. La durée de cette cure à l'eau est fixée à 60 jours minimum ce qui permet d'obtenir un matériau relativement stable vis-à-vis de l'hydratation (Waller, 1999). Après cette cure et jusqu'au prélèvement pour le conditionnement, les éprouvettes sont laissés dans l'eau de chaux afin de les maintenir à l'état saturé. Les éprouvettes destinées à la même tâche sont toujours sorties de l'eau à la même date.

Toutes nos mesures de perméabilité ont été faites sur des éprouvettes à des états de saturation donnés. Pour atteindre ces états de saturation, il est nécessaire de procéder à un pré-conditionnement du matériau : ce pré-conditionnement est en général un séchage visant à enlever toute ou une partie de l'eau contenue dans le réseau poreux (Carcassès *et al.*, 2001). Le séchage à l'étuve est nécessaire car un séchage naturel à l'air libre ou en humidité contrôlée est très lent (Care et Derkx, 2011) et ne permet pas d'ailleurs de couvrir une large plage de degrés de saturation. Pour argumenter et comparer les protocoles disponibles, nous précisons les exigences qui doivent être respectées :

- Rapide et facile à réaliser,
- Prendre en compte une large plage de degrés de saturation,
- Minimiser la modification de la structure poreuse du matériau,
- Assurer une distribution homogène de l'humidité et éviter tout échange d'humidité avec l'environnement une fois que l'équilibre est atteint.

Nous présentons maintenant les différents protocoles de pré-conditionnement présents dans la littérature (AFPC-AFREM, 1997; Antón *et al.*, 2012; Carcassès *et al.*, 2001; RILEM TC 116-PCD, 1999; Zhang et Zhang, 2014) et celui que nous avons suivi dans nos travaux pour satisfaire aux exigences précédemment mentionnées.

Synthèse bibliographique sur les protocoles de conditionnement

Le protocole AFREM (AFPC-AFREM, 1997) considère une géométrie cylindrique pour les éprouvettes : diamètre 15 cm, épaisseur 5 cm utilisées dans le cadre de notre étude. Le protocole AFREM (AFPC-AFREM, 1997) se résume comme suit :

- Saturer sous vide des échantillons prélevés juste après la cure humide, relever les masses saturées dans l'eau et dans l'air,
- Étanchéifier les parois latérales des éprouvettes avec du papier adhésif en aluminium afin de garantir un gradient d'humidité unidirectionnel lors du séchage,
- Mettre les échantillons à l'étuve ventilée à $80 \pm 5^\circ\text{C}$ durant 6 jours,
- Placer les échantillons dans un dessiccateur durant 24 heures pour les amener à température ambiante pour les mesures de perméabilité (perméabilité apparente mesurée avec une pression appliquée de 0,2MPa soit 2 bars),
- Les deux étapes précédentes sont répétées mais avec une durée de séchage de 20 jours supplémentaires puis enfin avec un séchage à 105°C jusqu'à masse constante. La masse est considérée constante si sa variation sur une période de 24 heures est inférieure à 0,05%.

Ce protocole conduit à la caractérisation de trois états de saturation : séchage à 80°C durant 6 jours, séchage à 80°C durant 26 jours et séchage à 105°C jusqu'à masse constante. Ainsi, ce conditionnement est rapidement limité du fait qu'il ne conduit pas aux mêmes états de saturation après chaque cycle de séchage du fait des diverses qualités du béton.

Il est évident que pour établir des lois d'évolution de la perméabilité en fonction de la saturation du matériau, les valeurs de perméabilité mesurées après séchage à 105°C ne peuvent pas être intégrées avec les autres valeurs, puisque après un séchage à 105°C, la littérature montre que le matériau obtenu est différent du matériau avant séchage du point de vue microstructure : des microfissurations naissent et conduisent à l'augmentation substantielle de la perméabilité (Carcassès *et al.*, 2001; Gardner, 2005). Pour d'autres auteurs, ces microfissurations apparaissent également pour un séchage à 80°C et il est recommandé de travailler entre 40°C et 60°C (Sanjuán et Muñoz-Martialay, 1996).

C'est pour cela que ce protocole a été modifié et corrigé par Abbas (Abbas, 1998 cité par Carcassès *et al.*, 2002). Le protocole se différencie essentiellement par la température de séchage revue à 50°C (contre 80°C pour le protocole AFREM). L'ensemble des protocoles proposés ont été analysés et revus par (Antón *et al.*, 2012) qui proposent une nouvelle méthode. Cette dernière revient à sécher les échantillons en étuve ventilée à 50°C. Elle comprend les étapes suivantes :

- Calculer le coefficient d'absorption d'eau en séchant à 105°C des éprouvettes de la même gâchée afin d'en déduire les masses cibles des éprouvettes à conditionner
- Sécher à 50°C après avoir étanchéifié les parois latérales des éprouvettes à conditionner jusqu'à degré de saturation cible,
- Homogénéiser ensuite l'eau présente dans les éprouvettes à l'étuve à 50°C : les éprouvettes sont mises dans des boîtes en polypropylène et placées en étuve à 50°C durant un temps au moins égale à la durée du précédent séchage
- Stocker les échantillons dans un environnement où l'humidité relative est suivie jusqu'aux et pendant les essais prévus.
- Procéder après les essais de transport à un séchage à masse constante à 105°C, cette dernière masse sèche servira essentiellement de mise à jour des états de saturation estimés et les éprouvettes ne sont plus admises pour des tests de perméabilité.

Cette proposition est argumentée par le fait que le séchage au-delà de 50°C conduit à une microfissuration du matériau. Mais, le problème avec ce protocole reste son incapacité d'assurer de très faibles états de saturation. En effet, le plus faible état de saturation obtenu dans leur étude est de 18 % au bout de 23 jours de séchage, sur des échantillons d'épaisseur 4 mm et 3 mm ; il ne serait pas judicieux d'utiliser ce protocole pour nos échantillons qui font entre 5 cm et 12 cm d'épaisseur.

Pour cela nous proposons une méthode mixte qui remplit toutes les conditions requises et la qualité de nos résultats présentés essentiellement en Chapitre 3 témoigne de sa convenance.

Protocole de conditionnement suivi dans le cadre de notre étude

Nous avons mené des études jusque-là rarement effectuées qui renseignent sur l'endommagement d'origine thermique du matériau en fonction de l'état de saturation au moment de la sollicitation thermique (Chapitre 3). A cette étape du document nous mentionnons seulement un résultat : la quantité d'eau dans le matériau avant la sollicitation thermique conditionne dans une certaine mesure l'endommagement résultant de la sollicitation thermique du matériau. Cela signifie par exemple qu'il est possible de limiter la microfissuration d'un matériau séché à 80°C si initialement il n'y a plus beaucoup d'eau dans le matériau au moment

de sa mise en température. Fort de ce résultat, et puisque les éprouvettes sont initialement saturées en eau, nous proposons un séchage initial à très faible température : 40°C. Une telle configuration permet en effet de réduire les gradients d'humidité (principale cause des microfissurations) et par ailleurs de diminuer la pression de la vapeur d'eau dans le matériau, de réduire les tensions capillaires. La microfissuration résultante s'en trouve ainsi réduite au mieux. Les étapes du protocole de séchage sont :

- Calculer la masse sèche théorique et les masses qui correspondent aux états de saturation partiels visés (voir équation ci-dessous),
- Démarrer le séchage en étuve ventilée à 40°C jusqu'à $Sr = 80\%$,
- Poursuivre le séchage à 50°C jusqu'à $Sr = 45\%$,
- Poursuivre le séchage à 60°C jusqu'à $Sr = 20\%$,
- Poursuivre le séchage à 80°C jusqu'à masse constante. Nous avons vérifié que la variation de masse entre deux pesées espacées de 24 heures est inférieure à 0,05% comme critère d'arrêt normatif (AFPC-AFREM, 1997).
- Procéder après les essais de perméabilité à un séchage à masse constante à 105°C, cette dernière masse sèche servira uniquement de référence pour la mise à jour des états de saturation estimés avec la relation (Eq. 1.4).

Des pesées régulières sont effectuées pour vérifier les masses. Une fois la masse cible atteinte, les éprouvettes sont emballées dans du papier aluminium et des sacs étanches avant d'être remises pendant une durée au moins égale à celle du séchage à l'étuve afin d'homogénéiser l'eau dans l'ensemble du volume du matériau (Carcassès *et al.*, 2001).

Les masses cibles $M_{cible,Sr}$ à atteindre et correspondantes au degré de saturation donnés Sr sont déterminées avec les relations (Eq. 1.3) et (Eq. 1.4).

$$\Delta M_{105^\circ C} = \frac{\emptyset \rho_{eau}}{\emptyset \rho_{eau} + \rho} M_{sat} \quad (\text{Eq. 1.3})$$

$$M_{cible,Sr} = M_{sat} - (1 - Sr) \cdot \Delta M_{105^\circ C} \quad (\text{Eq. 1.4})$$

Avec $\Delta M_{105^\circ C}$: Perte de masse théorique pour un séchage à masse constante à 105°C

Sr : Degré de saturation cible ; M_{sec} : Masse théorique sèche à 105°C ;

M_{sat} : Masse saturée pesée à l'air ; M_{eau} : Masse saturée pesée dans l'eau

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau lors de la prise de M_{eau} (998,40kg/m³ à 20°C)

ρ : masse volumique apparente de l'échantillon (à l'état durci)

\emptyset : porosité accessible à l'eau mesurée sur des échantillons de même gâchée

Les relations (Eq. 1.3) et (Eq. 1.4) sont aisément obtenues à partir des relations connues (Eq. 1.5) et (Eq. 1.6).

$$Sr = \frac{M_{cible,Sr} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{sec}} \times 100 \quad (\text{Eq. 1.5})$$

$$\emptyset = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{eau}} \times 100 \quad (\text{Eq. 1.6})$$

Le séchage à 80°C jusqu'à masse constante conduit à un état de saturation de 3 % sur la base de la porosité obtenue après séchage à 105°C à masse constante. On peut se demander alors

pourquoi nous considérons l'état sec à 80°C et non celui à 105°C comme état de référence. C'est à cette question que nous répondons dans le paragraphe suivant.

Choix de l'état considéré comme état sec ou état de référence relatif à la perméabilité

Nous pensons que le séchage à 105°C endommage sérieusement le matériau par rapport à un séchage à 80°C, la variation de perméabilité observée entre ces deux états ne serait donc pas uniquement due aux départs d'eau ni à l'endommagement hydrique (Chapitre 3) : il y aurait également un endommagement thermique.

Pour vérifier cette hypothèse, nous avons considéré 3 éprouvettes. Après le séchage à 80°C à masse constante, nous avons procédé à un séchage à 105°C jusqu'à masse constante pour atteindre l'état sec nommé état 105-2jrs. Ce séchage a duré 48 heures. La variation de masse sur 24 heures était inférieure à 0,05%. Nous avons procédé à des tests de perméabilité à l'air à cet état puis nous avons remis les 3 éprouvettes à l'étuve à 105°C durant 10 jours pour obtenir un état sec nommé état 105 -10jrs. Les masses et les perméabilités relatives à chacun des deux états de séchage à 105°C sont consignées dans le Tableau 1.6.

Tableau 1.6. Choix de l'état sec de référence vis-à-vis de la perméabilité

Codes	Masse sèche et % de variation entre les 2 états			Perméabilité apparente k_a et intrinsèque k_i à l'air (10^{-17} m^2) et % de variation					
				k_a à 2 bars abs.			k_i		
	105-2jrs	105-10jrs	% M	105-2jrs	105-10jrs	% k_a	105-2jrs	105-10jrs	% k_i
G4-1	1890,8	1891,1	0,02%	11,05	14,05	27%	4,21	5,75	37%
G6-3	1922,9	1923,1	0,01%	17,64	22,6	28%	7,06	11,14	58%
G7-2	1941,2	1940,9	- 0,01%	19,14	21,24	11%	7,54	10	33%

La perméabilité apparente k_a a été mesurée à partir du perméamètre Cembureau pour une pression de percolation égale à 2 bars absolue et la perméabilité intrinsèque a été estimée à partir de la théorie de Klinkenberg (Klinkenberg, 1941).

Comme l'indique le Tableau 1.6, alors que les masses des échantillons entre les états 105-A et 105-B n'ont guère évolué, la perméabilité intrinsèque entre les deux états peut augmenter jusqu'à 60 % (cas de G6/3). Il est difficilement explicable qu'une perte de masse inférieure à 0,01 % puisse entraîner une augmentation de cet ordre de la perméabilité. En fait, le séchage prolongé à 105°C a probablement entraîné de la microfissuration.

Il apparaît alors potentiellement risqué de considérer l'état de séchage à 105°C dans l'analyse des différents états de saturation. Par rapport à la perméabilité, nous considérerons alors l'état de référence comme état séché à 80°C à masse constante. Cependant, nous n'écrirons pas que S_r à cet état est égal à zéro, mais voisin de 3 %, afin de rester dans le référentiel du séchage à 105°C généralement retenu dans la littérature.

1.6. Structure du mémoire

L'objectif du chapitre 1 était de situer le contexte précis de notre étude et une présentation générale des problématiques résolues. Dans la conclusion de ce Chapitre 1, nous rappelons le contenu des autres chapitres du mémoire pour présenter un bref aperçu du plan d'expérience global de notre étude.

Contenu du Chapitre 2

Différentes techniques de mesure de perméabilité sont comparées d'un point de vue théorique et empirique. La capacité des appareils à quantifier la perméabilité à l'air du béton et le temps d'établissement du régime de débit permanent est analysée à l'aide d'approches empirique et numérique complémentaire. Dans ce chapitre, nous travaillons sur quatre techniques de mesure nommées comme suit :

- Le perméamètre Cembureau (Kollek, 1989),
- La double cloche développée dans le cadre de cette étude,
- Le perméamètre Torrent (Torrent Permeability Tester – TPT) qui est une technique du CND (Torrent, 1992),
- La cloche simple normale (Čalogović, 1995) et la cloche simple modifiée qui sont des techniques potentiellement du CND.

L'objectif du chapitre est de définir une perméabilité de référence et de donner une méthodologie permettant d'atteindre cette perméabilité quelle que soit la technique de mesure utilisée.

Contenu du Chapitre 3

Les évolutions de la perméabilité et des propriétés mécaniques du matériau sont étudiées parallèlement en fonction de trois types de sollicitations (hydrique, thermique et mécanique). L'originalité de notre étude repose sur le couplage expérimental entre ces trois états. L'analyse combinée de l'évolution de la perméabilité et de l'évolution de l'endommagement du matériau permet d'établir des lois d'évolution en fonction d'une variable d'endommagement spécifique au type d'endommagement en jeu. Ces lois seront utiles pour l'expertise sur site. En effet, cette variable d'endommagement globale est accessible sur site à partir du suivi du module d'élasticité dans le temps.

Contenu du Chapitre 4

L'objectif est d'analyser le mécanisme de transfert de gaz dans un béton armé déchargé. Les enceintes nucléaires sont des structures fortement armées. Nous mettrons en évidence dans ce chapitre que ces réseaux de ferrailages peuvent impacter les transferts de gaz et que dans ces conditions, même un béton fortement saturé peut conduire à des fuites.

Contenu du Chapitre 5

La prédiction des taux de fuite est l'objet du chapitre 5. Dans le cadre du projet ENDE, les laboratoires partenaires et EDF sont capables de fournir les grandeurs suivantes :

- Suivi du module d'élasticité global de l'enceinte (EDF),
- Module d'élasticités d'une maille donnée de l'enceinte (laboratoires partenaires)
- Résistivité électrique (LMDC), permittivité, vitesse d'ondes (IFSTTAR).

A partir de ces données il est possible de calculer les taux de fuite. Nous proposons alors deux approches pour évaluer les débits de fuites :

- A partir des modules élastiques initiaux, des modules à un état donné, et en utilisant les lois d'évolution de la perméabilité en fonction des endommagements établies dans le chapitre 3,
- A partir de la résistivité électrique, de la permittivité accessibles avec les techniques CND.

Les fuites ainsi déterminées seront comparées à celles estimées à partir de mesures de perméabilité directes locales effectuées à l'aide du perméamètre Torrent.

Ainsi présentée, cette structure nous permet de répondre aux questions posées et en étant en accord avec les objectifs cadres du projet ENDE.

C HAPITRE 2

MESURE DE PERMEABILITE : ETUDES THEORIQUE, NUMERIQUE ET EXPERIMENTALE

SOMMAIRE CHAPITRE 2

2.1. Introduction, revue bibliographique et objectifs du chapitre	43
2.1.1. Contexte, justification de l'étude.....	43
2.1.2. Positionnement du problème : physique de l'écoulement de l'air.....	45
2.1.3. Etude des solutions proposées dans la littérature	47
2.1.4. Objectifs spécifiques et structure du chapitre 2.....	48
2.2. Nomenclature de la perméabilité	49
2.3. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité.....	50
2.3.1. Dispositifs expérimentaux de mesure en régime permanent	50
2.3.1.1. Matériel et principe de fonctionnement du perméamètre Cembureau.....	50
2.3.1.2. Matériel et principe de fonctionnement de la double cloche.....	51
2.3.2. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité en régime non-permanent	51
2.3.2.1. La cloche simple	51
2.3.2.2. Matériel du perméamètre Torrent, TPT	52
2.3.3. Résumé du programme expérimental : échantillons, codification, nombre d'essais	53
2.4. Approche théorique de calcul de la perméabilité	55
2.4.1. Equations générales de Darcy et de Hagen-Poiseuille	55
2.4.2. Définition de la perméabilité apparente ka.....	56
2.4.3. Evolution du mode d'écoulement du gaz - nombres de Knudsen et de Reynolds.....	57
2.4.4. Perméabilité intrinsèque au gaz et limites de l'approche de Klinkenberg	60
2.4.5. Calcul de la perméabilité à l'air en régime permanent	63
2.4.6. Calcul de la perméabilité en régime non-permanent	64
2.4.6.1. Paramètres influençant la technique de la cloche simple et le TPT	64
2.4.6.2. Modèles de Torrent et de Čalogović	65
2.4.6.3. Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple modifiée	67
2.4.6.4. Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple normale et du TPT	71
2.5. Modélisation d'un essai en régime permanent et étude analytique de l'établissement du régime permanent d'écoulement.....	72
2.5.1. Présentation de l'analogie thermique	73
2.5.2. Solutions analytiques : profil de pression en RP et équation de calcul du TERPE	74
2.5.2.1. Profil de pression dans le béton en régime permanent et pression moyenne en RP	74
2.5.2.2. Equation de calcul du TERPE à partir de la porosité et de la perméabilité apparente	75
2.6. Résultats, analyse et synthèse	78
2.6.1. Présentation, comparaison et analyses des résultats expérimentaux	79
2.6.1.1. Perméabilités en régime permanent : Cembureau et double cloche	79
2.6.1.2. Mesure en dépression en régime non-permanent (cloche simple modifiée) et en régime permanent (double cloche).....	82
2.6.1.3. Mesure à la double cloche au TPT et à la cloche simple normale.....	85
2.6.2. Approche de calcul des perméabilités de référence.....	89
2.7. Résultats de la modélisation et comparaison avec les résultats expérimentaux	92
2.7.1. Cinétiques de débit numérique et expérimentale.....	92
2.7.2. TERPE théoriques, numériques et expérimentaux	92
2.7.3. Prédiction de la porosité à partir du TERPE et à partir d'une mesure au TPT	94
2.8. Conclusion du Chapitre 2	95

2.1. Introduction, revue bibliographique et objectifs du chapitre

2.1.1. Contexte, justification de l'étude

La perméabilité est un indicateur majeur de durabilité des ouvrages en béton caractérisant le transport de masses dans le matériau (AFPC-AFREM, 1997; Baroghel Bouny, 2008; Basheer *et al.*, 2001; Hilsdorf et Kropp, 2004; Ollivier *et al.*, 2012; RILEM TC 116-PCD, 1999). Dans le cadre de notre travail où il est question de prédiction des fuites des enceintes nucléaires, la perméabilité apparaît comme un principal indicateur. Cependant, son évaluation ne fait pas l'unanimité. Il existe plusieurs appareils et méthodes de mesure et pour un échantillon de béton donné, ces appareils ne conduisent pas à la même valeur de perméabilité (De Boever *et al.*, 2016; Hudd, 1989; Kashif Ur Rehman *et al.*, 2016; Torrent, 2013; Torrent et Luco, 2007).

La multiplicité et l'utilité de ces appareils viennent de la configuration des essais : essais sur site ou en laboratoire, géométrie et encombrement de l'échantillon testé etc. Pour permettre une caractérisation de cette propriété sur des échantillons représentatifs d'un béton de structure, les corps d'épreuves utilisés dans le cadre du projet ENDE sont essentiellement des dalles prismatiques en béton de dimensions 50 x 25 x 12 cm³. Le traditionnel perméamètre Cembureau (Kollek, 1989) ne permet pas de tester de telles géométries : il fonctionne en surpression et nécessite une cellule de mesure conçue pour des échantillons cylindriques d'épaisseur maximale 5 cm. En outre, pour obtenir une confrontation adéquate des différents observables évalués dans l'ensemble du projet (permittivité, résistivité, module de Young dynamique, degré de saturation, vitesses d'onde, diffusivité, ultrasons surface, ultrasons radiodiffusés etc.), les essais sont effectués simultanément avec les six laboratoires partenaires du projet ce qui réduit l'accès aux dalles lors des essais. L'appareil de mesure de perméabilité qui a convenu à ces conditions d'expérimentation est le perméamètre Torrent, TPT désigné en anglais par « Torrent Permeability Tester » (R. J. Torrent 1992) et conçu par Proceq. Or, le TPT effectue des mesures de surface, localisées et qui ne permettent pas une caractérisation globale d'un volume représentatif de la structure. Pour connaître la perméabilité globale des dalles de béton, d'autres méthodes sont proposées dans le travail présent : mesure en régime permanent en dépression (désignée par mesure à la double cloche) et mesure en régime non-permanent en dépression (mesure à la cloche simple).

Ces méthodes conduisant à des valeurs différentes de perméabilité, il est alors nécessaire de réaliser une étude comparative et de normalisation de la mesure de la perméabilité afin de déterminer une perméabilité caractéristique du matériau indépendamment de l'appareil de mesure utilisé. Il s'agit de l'objectif principal de ce chapitre.

Au-delà des configurations d'essais précitées, les appareils de mesure de la perméabilité du béton peuvent être identifiés selon leur principe de fonctionnement. Ainsi, les quatre appareils étudiés sont définis en deux groupes : les perméamètres à charge constante (ou en régime permanent) et les perméamètres à charge variable (ou en régime non-permanent).

Les perméamètres à charge constante sont le perméamètre Cembureau (AFPC-AFREM, 1997; Kolle, 1989; Perraton *et al.*, 1999) et la double cloche qui est une nouvelle technique développée dans le cadre de cette étude. Le principe est de mesurer le débit de gaz stabilisé à travers le corps d'épreuve soumis à une charge (gradient de pression) donnée. On parlera alors de mesure (de débit) en régime permanent. La différence entre ces deux perméamètres de même

fonctionnement réside dans la pression utilisée pour créer le gradient. Avec le Cembureau, le gradient de pression est créé par une **surpression** (pressions supérieures à 1 atmosphère) alors qu'avec la double cloche, il est créé par une **dépression**. Dans la suite du document, les mots « vide », « vide partiel » et « dépression » désignent l'état d'une pression inférieure à la pression atmosphérique.

Les perméamètres à charge variable sont le TPT (Torrent, 1992) et la cloche simple (Čalogović, 1995). Au moyen d'une pompe à vide, une **dépression** donnée est imposée sur une face du corps d'épreuve durant un temps dit **temps de vide donné**. Après arrêt de la pompe à vide, la pression remonte à la surface extérieure de l'échantillon et donc dans la cloche en contact avec cette surface. Cette remontée de pression est suivie dans le temps ce qui permet d'estimer le débit d'air quittant la surface du béton. Ce débit estimé n'est pas constant durant la remontée de pression, il s'agit donc de mesure en régime non-permanent.

Selon le **régime de débit** (ou en d'autres termes, selon que le gradient de pression est constant ou variable), on pourra alors parler de deux types de mesure :

- Mesure en régime permanent avec le perméamètre Cembureau et avec la double cloche,
- Mesure en régime non-permanent avec le TPT et avec la cloche simple.

Mais aussi, selon la **pression**, on pourra parler de :

- Mesure en surpression avec le Cembureau,
- Mesure en dépression avec la double cloche, la cloche simple et le TPT.

Cette dernière classification est importante. En effet pour une même valeur de gradient de pression, les valeurs de débits mesurées (et donc de perméabilités apparentes) en surpression sont différentes de celles en dépression. Nous expliquerons cette différence à partir des modes d'écoulement de l'air qui sont différents en dépression et en surpression.

Le choix de ces quatre appareils est alors justifié par le type de fonctionnement et les modes d'écoulement de l'air dans le réseau poreux lors du test.

Du fait de ces différences, il est alors difficile de comparer directement le TPT et le Cembureau qui sont les deux appareils de base de cette étude. En effet, les mécanismes d'écoulement en jeu avec ces deux perméamètres sont très distants les uns des autres, du fait des différents régimes de débits et différents modes d'écoulement impliqués. Afin de pouvoir comparer ces deux techniques, nous aurons recours à une technique intermédiaire, la mesure à la double cloche.

La double cloche fonctionne en régime permanent et mesure la perméabilité globale de l'échantillon comme le Cembureau avec l'avantage de fonctionner en dépression comme le TPT. Dans cette étude, la double cloche a aussi été développée pour les nécessités d'étude de la perméabilité du béton sous charge mécanique ; le Cembureau n'étant pas adapté à la configuration de l'essai à cause de la cellule de mesure encombrante qui interdit l'accès à l'échantillon mais nécessaire à l'obtention d'un flux maîtrisé (Chapitre 3). En fait, l'intérêt d'effectuer une mesure en dépression est qu'on peut travailler directement sur un échantillon sans la traditionnelle cellule de mesure. Le confinement est alors simplement assuré par une couche de colle étanche à la différence de la mesure en surpression au perméamètre Cembureau où une cellule est indispensable pour assurer un confinement convenable. De plus, la mesure

en dépression peut être réalisée sur site. L'enjeu devient alors la maîtrise et la prise en compte de la zone investiguée par la mesure (profondeur, hétérogénéité du matériau...).

Dans ce travail, la double cloche sert de liaison entre le TPT et le perméamètre Cembureau. Cependant, la double cloche et le TPT ne fonctionnent pas avec le même régime de débit. Or pour un gradient de pression donné, le débit passe par différentes valeurs avant sa stabilisation le régime de débit apparaît alors comme un élément capital. D'où la nécessité de développer une approche qui se rapproche du fonctionnement du TPT qu'on désigne par cloche simple. La différence entre la cloche simple et le TPT réside dans le temps de vide mentionné à la page précédente. En effet, en fonction du temps de vide, deux approches de la cloche simple sont utilisées dans cette étude :

- Cloche simple normale. Dans cette approche, le temps de vide est égal à 60 secondes (supposé inférieur au Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Écoulement, TERPE) comme c'est programmé dans l'appareil TPT. Elle diffère du TPT simplement par les conditions d'instrumentation : section transversale de l'échantillon maîtrisée, confinement latéral maîtrisé et assuré par une couche de colle étanche. Le but principal est d'analyser la capacité d'une mesure en régime exclusivement non permanent d'aboutir à des valeurs comparables aux mesures en régime permanent.
- Cloche simple modifiée. C'est une approche spécifique de la cloche simple dans laquelle le temps de vide est au moins égal au Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Écoulement (TERPE, dont la notion a été introduite au Chapitre 1). Cette approche permet de rapprocher la technique de la cloche des hypothèses de régime permanent (Hagen-Poiseuille) et donc d'évaluer l'impact du temps d'application de vide sur la vitesse de remontée de la pression.

La désignation cloche simple est généralement utilisée dans ce document pour désigner les deux approches, la distinction entre normale et modifiée sera faite en cas de risque de confusion.

Le principe de normalisation des techniques est alors de procéder à deux comparaisons.

- *Mesure en régime permanent : comparer la mesure par la technique de la double cloche et la mesure au perméamètre Cembureau qui représente donc le perméamètre de référence pour toutes les autres mesures,*
- *Mesures qui fonctionnent en dépression : la mesure par TPT et la cloche simple seront comparées à la mesure par double cloche qui est alors considérée comme technique de référence en dépression.*

Cette démarche permet non seulement de corréler efficacement les techniques de mesure entre elles mais permet aussi de comprendre la physique associée à chaque valeur de perméabilité. C'est d'ailleurs cette physique associée qui est en partie à l'origine du problème étudié.

2.1.2. Positionnement du problème : physique de l'écoulement de l'air

Quel que soit leur principe de fonctionnement, les appareils de mesure de la perméabilité ont en point commun les mécanismes physiques mis en jeu et donc les équations de Darcy et de Hagen-Poiseuille les représentant. Ces équations mettent en relation le débit du fluide, le gradient de pression, la géométrie et la perméabilité du corps d'épreuve testé (Carman, 1956;

Darcy, 1856; Klinkenberg, 1941; Muskat, 1937; Ollivier *et al.*, 2012; Tiss et Evans, 1989; Whitaker, 1986).

Cependant, ces équations ne sont définies et valables que pour un mode d'écoulement donné : l'écoulement laminaire ; le débit du fluide y étant désigné par débit (laminaire) de Darcy. Ce mode d'écoulement laminaire conduirait à une perméabilité constante quelle que soit la pression appliquée. En effet, si l'on considère un capillaire de rayon quelconque et que l'on applique la loi de Darcy-Hagen-Poiseuille pour un fluide compressible en écoulement purement laminaire, on trouve une perméabilité indépendante de la pression comme illustré en vert pour un capillaire de rayon 0,06 μm sur la Figure 2.1. La Figure 2.1 présente aussi plusieurs valeurs de perméabilité obtenues avec les différentes techniques utilisées dans ce travail pour un échantillon dont le réseau poreux peut être modélisé par le même capillaire caractéristique de rayon 0,06 μm .

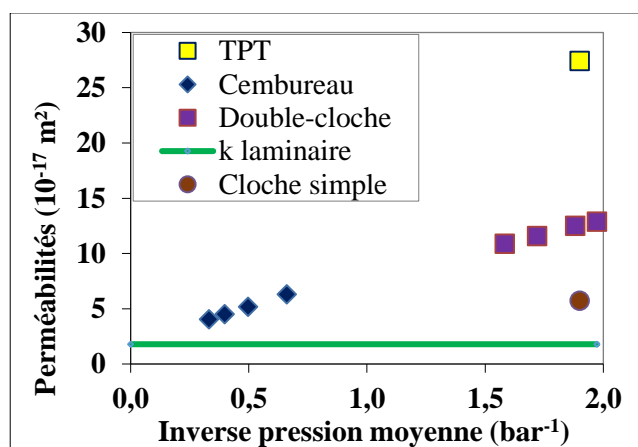


Figure 2.1. Perméabilités apparentes en fonction de $1/P_m$

La Figure 2.1 montre à quel point, dans un matériau cimentaire, la perméabilité peut dépendre de la pression pour une même technique, et de la technique de mesure pour une même pression. En réalité, dans le cadre des matériaux cimentaires, l'écoulement n'est pas purement laminaire. La perméabilité au gaz est alors étroitement liée à la pression qui définit les modes d'écoulement du gaz dans le matériau lors de la mesure. De plus, la porométrie étendue des matériaux cimentaires rend la modélisation du réseau poreux par un ensemble de n-capillaire de rayons identiques limitée. Ainsi, pour un même échantillon, au lieu d'une seule valeur de perméabilité, comme définie par Darcy (pour une canalisation cylindrique de rayon donné), on obtient plusieurs valeurs de perméabilité selon la pression moyenne dans les pores lors de l'essai.

Les nombres adimensionnels de Knudsen et de Reynolds sont définis pour caractériser et suivre l'évolution du mode d'écoulement en fonction de la pression. Souvent il s'agit d'un mélange à différentes proportions d'écoulements turbulent, laminaire, de glissement et moléculaire (Breton, 1969; Knudsen, 1909; Ziarani et Aguilera, 2012). Ainsi, selon les gammes de pression en jeu, pour un échantillon donné, ces deux nombres varient pour un même appareil et d'un appareil à un autre. C'est pour cela que les perméabilités calculées sur la base de débits et des pressions mesurés sont multiples, on les désigne par *perméabilités apparentes* puisqu'elles sont fonction de la pression d'essais.

Mais, les modes d'écoulement n'expliquent pas à eux seuls les différentes perméabilités obtenues pour un même échantillon puisqu'ils ne renseignent pas sur le régime de débit. Or la valeur du débit utilisée dans l'équation de Hagen-Poiseuille pour calculer la perméabilité dépend fondamentalement du régime de débit. On peut alors conjecturer que, si l'on applique l'équation de Hagen-Poiseuille (qui n'est valable qu'en régime permanent) avec des techniques de régime permanent et des techniques de régime non-permanent, on n'obtienne pas les mêmes valeurs.

Des solutions sont proposées dans la littérature pour identifier la contribution au débit de chaque mode d'écoulement et pour réduire les erreurs dues à l'utilisation de l'équation de Hagen-Poiseuille avec des techniques de régime non-permanent (Čalogović, 1995; Torrent, 1992).

2.1.3. Etude des solutions proposées dans la littérature

A l'issue du paragraphe 2.1.2, on retient comme paramètres influent la mesure de perméabilité :

- Les modes d'écoulement qui sont fonction de la pression moyenne dans les pores du matériau et du rayon moyen des voies de percolation du gaz,
- Le type de régime d'écoulement (permanent ou non-permanent) qui règne lors de l'essai.

Pour évaluer une perméabilité indépendante des modes d'écoulement et donc de la pression, Adzumi (Adzumi, 1937a; Carman, 1956; Perraton *et al.*, 1999), Klinkenberg (Klinkenberg, 1941; Kollek, 1989; Perraton *et al.*, 1999) et Karniadakis (Barisik et Beskok, 2014; Karniadakis *et al.*, 2005; Ziarani et Aguilera, 2012) proposent des équations théoriques plus larges que celles de Darcy-Hagen-Poiseuille. Dans ces équations, le débit de gaz expérimental est considéré comme un additionnement des débits provenant des différents modes d'écoulement en jeu. Sous certaines formes, les équations de Klinkenberg et de Karniadakis considèrent les équations de Darcy-Hagen-Poiseuille et y ajustent le débit de Darcy au moyen de **facteurs correctifs**. Puisque la perméabilité est proportionnelle au débit de Darcy, cela revient à corriger les perméabilités expérimentales au moyen de ces facteurs correctifs. On convient de les désigner alors par facteurs correctifs de perméabilité.

Ces facteurs correctifs intègrent la pression, le libre parcours moyen, le rayon des pores. Ainsi, ils peuvent être exprimés en fonction du nombre de Knudsen et ils évoluent alors avec le mode d'écoulement en jeu (Ziarani et Aguilera, 2012). Ils tendent vers l'unité pour des pressions infinies : en effet, Klinkenberg considère que c'est la condition de pression nécessaire pour que le débit expérimental soit proche du débit laminaire de Darcy et donc que la perméabilité ne dépende plus de la pression. Pour une pression infinie, le libre parcours moyen est théoriquement nul, les écoulements moléculaires deviennent négligeables et l'écoulement serait purement laminaire. Cette approche permet ainsi de déterminer une perméabilité indépendante de la pression. On considérera cette perméabilité comme référence du fait de sa large utilisation dans le domaine du génie civil et on la désigne par perméabilité intrinsèque.

Toutefois, certains auteurs argumentent que pour des pressions infinies, le débit de gaz est un mélange du débit laminaire de Darcy et de débits turbulents (Fathi *et al.*, 2012; Moghadam et Chalaturnyk, 2014; Tiss et Evans, 1989). L'approche de Klinkenberg ne fait donc pas l'unanimité. Etant donné que l'objectif de notre étude n'est pas de déterminer une perméabilité indépendante de la pression, mais d'obtenir une perméabilité représentative du béton et

indépendante de l'instrument de mesure, nous choisissons une autre perméabilité de référence : la perméabilité apparente en régime permanent pour une pression absolue d'essai de 2 bars. Ce choix est cohérent avec les travaux de normalisation de mesure de la perméabilité qui recommandent de ne considérer que la perméabilité apparente pour une pression absolue d'essai de 2 bars (AFPC-AFREM, 1997; Norme XP P18-463, 1999).

Dans notre travail cette perméabilité apparente est obtenue avec le perméamètre Cembureau qui est considéré comme perméamètre de référence puisque étant le plus utilisé en génie civil. Par ailleurs ce choix tient au fait que notre étude porte sur des écoulements mixtes laminaire/moléculaire loin des domaines d'écoulements turbulents et que les facteurs correctifs de perméabilités ne sont définis et maîtrisés que pour le perméamètre Cembureau (régime permanent en surpression).

Pour évaluer une perméabilité indépendante du régime de débit, peu de travaux existent. Il s'agit particulièrement des perméamètres à charge variable (le TPT et la cloche simple). En régime non permanent, l'équation de base de Darcy n'a pas de solutions analytiques exactes. Certains auteurs (Čalogović, 1995; Torrent, 1992) proposent des équations approchées établies à partir de l'équation de Hagen-Poiseuille qui est initialement établie pour un régime de débit permanent. Le régime de débit étant en réalité non-permanent, les débits ainsi évalués sont différents des débits en régime permanent et des approximations importantes peuvent donc être induites dans les perméabilités ainsi estimées. Il est également difficile de dire à quoi correspondent les perméabilités ainsi calculées (perméabilité apparente ou intrinsèque). Mais puisque les facteurs correctifs de la perméabilité ne sont ni mentionnés ni intégrés au calcul, on peut comprendre que les perméabilités calculées ne sont pas corrigées vis-à-vis des modes d'écoulement et sont donc forcément apparentes.

2.1.4. Objectifs spécifiques et structure du chapitre 2

Les objectifs spécifiques de notre étude sont :

- **OS1.** Etablir les équations théoriques pour le calcul de la perméabilité à la double cloche,
- **OS2.** Etablir de nouvelles équations théoriques de calcul de la perméabilité à partir des données expérimentales de la cloche simple (normale et modifiée) et du TPT.
- **OS3.** Proposer un modèle de calcul des deux perméabilités de référence (perméabilité apparente en régime permanent pour une pression de percolation égale à 2 bars absolue et perméabilité intrinsèque au sens « Klinkenberg ») à partir des données expérimentales de n'importe quel appareil de mesure utilisé.
- **OS4.** Effectuer une étude numérique et analytique de l'évolution du régime de débit et de l'évolution des profils de pression dans le béton lors d'un test de perméabilité en régime permanent ou en régime non-permanent. L'objectif est de déterminer analytiquement le TERPE. Les résultats de cette étude ont été utilisés pour répondre à l'objectif spécifique OS3.

Ainsi, la structure complète du chapitre se présente comme suit :

- **Section 2.3.** Les appareils de mesure et la campagne expérimentale développée pour tester les nouvelles approches théoriques de calcul sont présentés. Ainsi le lecteur sera mieux familiarisé aux approches de calcul de la perméabilité mentionnées présentées dans ce chapitre.

- **Section 2.4.** Approche théorique de calcul de la perméabilité : Nous y présentons les théories de Darcy, de Hagen-Poiseuille et de Klinkenberg. Nous verrons que la théorie de Hagen-Poiseuille est suffisante pour calculer les perméabilités à la double cloche. Les limites de ces théories (notamment celle de Klinkenberg) sont abordées dans cette section afin de bien préciser le cadre de l’utilisation de la notion de perméabilité intrinsèque. Cette section se termine par la présentation des nouvelles approches théoriques de calcul de la perméabilité à partir de la cloche simple (normale et modifiée) et du TPT.
- **Section 2.5.** Il s’agit d’une étude connexe mais salutaire à la compréhension des mécanismes en jeu notamment avec les perméamètres à charge variable. Ces résultats ont été cités dans les **Section 2.4** et **2.6**. Il s’agit des profils de pression en RP et en RnP, des cinétiques de débits et du calcul précis du temps d’établissement du régime permanent.
- **Section 2.6.** Cette section présente les résultats de la campagne expérimentale. Les résultats des essais sont conformes aux hypothèses de calcul en conduisant à différentes valeurs de perméabilité selon la technique de mesure utilisée. C’est à ce niveau que nous proposons une approche en partie théorique et en partie empirique pour calculer les perméabilités de référence à partir de données expérimentales de n’importe quel appareil de mesure.
- **Section 2.7.** Cette section présente les résultats relatifs au TERPE. Nous comparerons les cinétiques et TERPE expérimentaux à ceux théoriques proposés dans cette étude.

Nous terminons le chapitre par une conclusion dans laquelle les principaux résultats obtenus seront rappelés.

2.2. Nomenclature de la perméabilité

Le Tableau 2.1 présente la nomenclature des perméabilités utilisées.

Tableau 2.1 : Nomenclature des perméabilités utilisées

Codes	Désignations
Général	
k	Perméabilité à l’air. Unité : m ² et md (mildarcy). 1 m ² = 1,01324997 x 10 ¹² Darcy
Cembureau : Régime permanent en surpression (P_{Entrée} > A_{atmosphérique})	
k _a	Perméabilité apparente expérimentale à une pression P donnée.
k _{aref}	k _a pour pression d’injection égale à 2 bars absolue
b _K	Coefficient de glissement de Klinkenberg
k _i	Perméabilité intrinsèque selon Klinkenberg
Double cloche : Régime permanent, dépression (P_{sortie} < P_{atm})	
k _{ad}	Perméabilité apparente expérimentale à une dépression donnée.
Cloche simple et TPT : Régime non-permanent, dépression (P_{Entrée} < A_{atmosphérique})	
k _{ac}	Perméabilité apparente expérimentale à la cloche simple
k _T	Perméabilité (apparente) mesurée avec le TPT.

2.3. Appareils de mesure de la perméabilité étudiés

Dans cette section sont présentés les quatre appareils de mesure : deux en régime permanent (mesure de débit), et deux appareils en régime non-permanent (mesure de pression). Des photos des matériels de mesure sont présentées en Annexe N°7.

Le matériau utilisé est présenté dans le chapitre 1, nous ne rappelons ici que la codification des éprouvettes et leur porosité accessible à l'eau qui est un facteur influant de la perméabilité.

2.3.1. Dispositifs expérimentaux de mesure en régime permanent

2.3.1.1. Matériel et principe de fonctionnement du perméamètre Cembureau

Le dispositif expérimental est résumé sur la Figure 2.2. Il s'agit de mesurer le débit volumique d'air à travers le matériau sous un gradient de pression en régime permanent. Les principaux éléments sont : une bouteille d'alimentation en air sec, un régulateur de pression de précision, un manomètre, une cellule de perméabilité, un débitmètre massique et un ordinateur pour enregistrer le flux d'air.

Pour calculer la perméabilité avec une précision de 1 %, les directives de Kollek (Kollek, 1989) ont été suivies. La pression absolue d'entrée P_1 varie de 2 à 5 bars et est contrôlée par un régulateur de pression dont la graduation est égale à 5×10^{-2} bar (5×10^3 Pa) et la précision est de l'ordre de 1 %. Dans la cellule de perméabilité, l'échantillon est confiné au moyen de la chambre à air gonflée avec une pression de 8 bars (1,5 fois la pression maximum d'injection). Ainsi le flux d'air à travers l'échantillon est unidirectionnel et perpendiculaire à sa surface.

Pour relever le débit d'air en régime permanent pour un gradient de pression donné, un point de débit d'air est enregistré toutes les 15 secondes par un ordinateur qui lit les débits à partir d'un débitmètre thermique numérique à masse (Brooks Instrument Hatfield PA 19440 USA, Brooks S / N: F23889 008 Modèle: 0254AB2B11A). Les courbes de cinétiques de débit aval (courbes non présentées dans ce chapitre) permettent de vérifier que le débit mesuré est bien permanent.

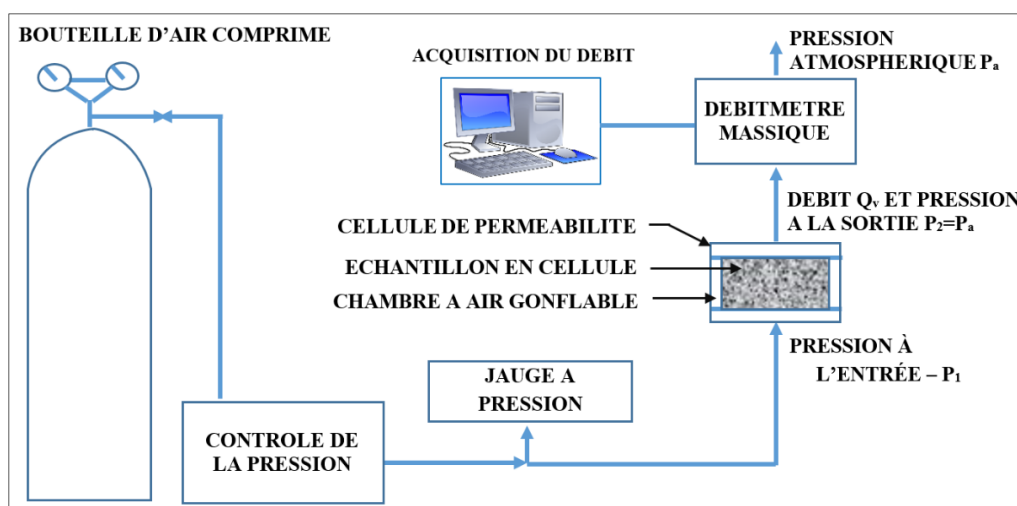


Figure 2.2. Dispositif expérimental du perméamètre Cembureau

2.3.1.2. Matériel et principe de fonctionnement de la double cloche

Le dispositif expérimental est résumé sur la Figure 2.3. Le protocole de mesure du débit volumique est le même que celui du perméamètre Cembureau. Cependant, le dispositif expérimental de la double cloche diffère du précédent sur les points suivants :

- La cellule de perméabilité est remplacée par deux cloches collées sur chacune des faces de l'échantillon. Les faces latérales de l'échantillon sont alors étanchéifiées au moyen d'une colle fixation/étanchéité. On peut également utiliser la cellule du Cembureau lorsqu'il n'y a pas de contrainte d'accès à l'échantillon durant l'essai.
- La bouteille d'alimentation en air est remplacée par une pompe à vide à membrane 4 têtes (vitesse de pompage 13 l/mn), ce qui facilite la mobilité du dispositif expérimental. La limite de vide de la pompe est de 0,5 mbar.
- Le régulateur de pression est remplacé par une vanne ultrasensible à aiguille (Série 1300 à passage droit, d'orifice 1,19 mm en inox 316).

Le manomètre utilisé est le DCP 3000 un de la marque Vacuubrand (il s'agit d'un vacuomètre 0,1 à 1080 mbar à affichage numérique). Ainsi, il fonctionne exclusivement en dessous de la pression atmosphérique avec une précision de ± 1 mbar. A partir de nos résultats, cette précision du manomètre est suffisante puisqu'une variation de 1 mbar n'induit qu'une variation maximale de 0,09 % sur la perméabilité apparente.

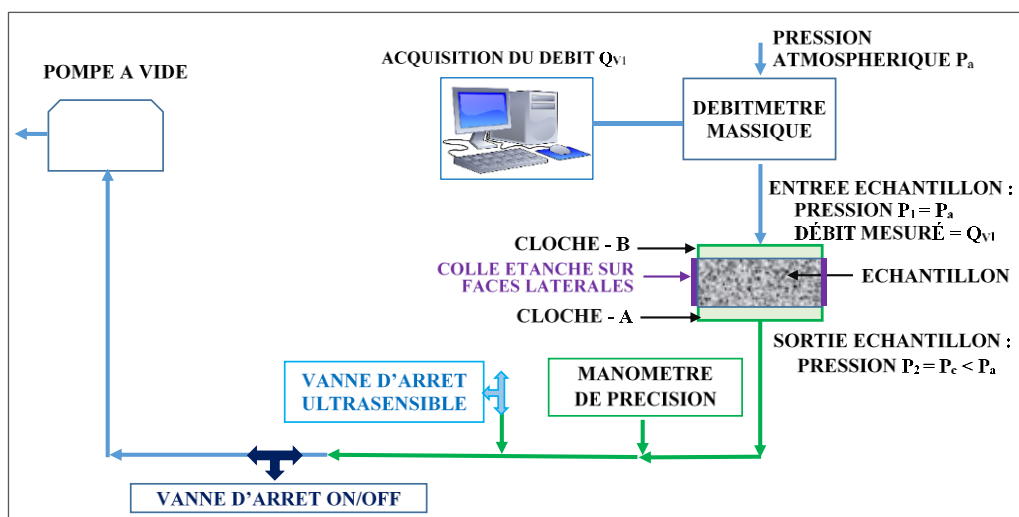


Figure 2.3. Dispositif expérimental de la double cloche

2.3.2. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité en régime non-permanent

2.3.2.1. La cloche simple

Le dispositif expérimental de la cloche simple est présenté sur la Figure 2.4. On désigne par **cloche de mesure**, la cloche dans laquelle le vide est fait et dans laquelle la mesure de la remontée de pression est effectuée.

Dans le cas de la cloche simple modifiée :

On tire le vide durant un temps au moins égal au temps d'établissement du régime permanent (TERPE), ce qui permet l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille pour relier la perméabilité et le flux gazeux entrant dans la cloche après arrêt de la pompe à vide. Le dispositif de mesure est alors celui présenté sur la Figure 2.4.

Pour nos essais, afin de garantir une durée de mise au vide supérieure au TERPE et donc l'établissement du régime permanent, on a généralement procédé à la mesure par la cloche simple en utilisant au préalable la double cloche. Dans cette configuration, il est possible de vérifier expérimentalement que le régime permanent est établi avant d'arrêter la pompe et de suivre la remontée de pression dans la cloche de mesure. Quand le régime de débit est établi, le débitmètre et la pompe à vide sont déconnectés du système. Le dispositif de mesure est alors celui de la double cloche (Figure 2.3).

L'écoulement de l'air étant toujours orienté de la plus grande pression vers la petite pression, l'air rentre dans la cloche simple où le « vide » avait été fait, la pression augmente alors dans cette dernière. Cette pression dans la cloche de mesure est mesurée par le même manomètre que la double cloche, mais il fonctionne cette fois-ci en mode acquisition et un point de pression est enregistré chaque 10 secondes ou chaque seconde.

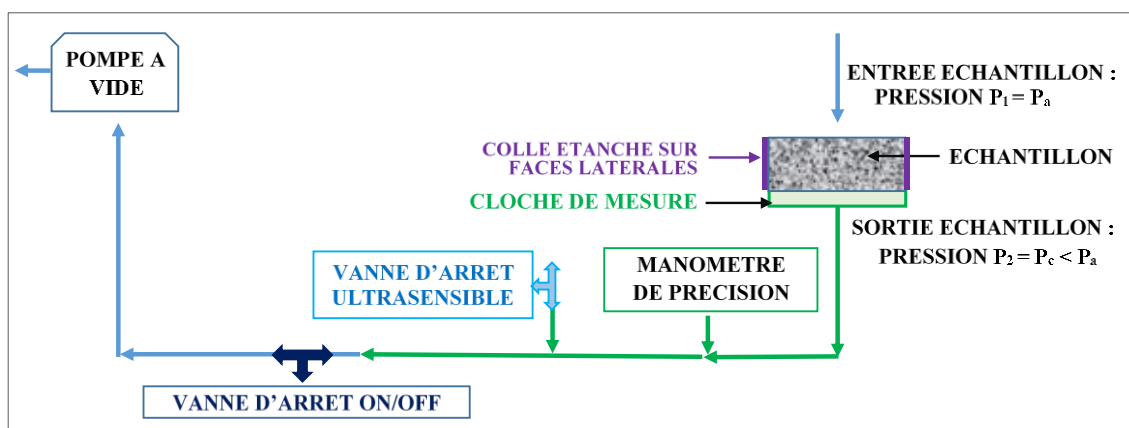


Figure 2.4. Dispositif expérimental de la cloche simple

Dans le cas de la cloche simple normale, le dispositif expérimental est toujours celui de la Figure 2.4 mais la dépression n'est imposée que durant 60 secondes. La difficulté réside dans la résolution analytique des équations de transfert qui pourrait être effectué par une approche approchée similaire à celle de Torrent ou par une approche numérique par éléments finis. Comme pour le perméamètre Torrent, cette approche ne permet d'investiguer qu'une partie superficielle du béton.

Durant le travail expérimental, trois objectifs ont été ciblés :

- Quantifier l'impact du temps de vide sur la perméabilité calculée à partir de la cloche simple,
- Vérifier la capacité d'obtenir la même perméabilité en régime permanent avec double cloche qu'en régime non-permanent avec la cloche simple modifiée,
- Mieux comprendre les mécanismes mis en jeu lors de la mesure à la cloche simple normale et au TPT.

2.3.2.2. Matériel du perméamètre Torrent, TPT

Le dispositif expérimental est similaire à celui de la cloche, à la différence que :

- La chambre à vide du TPT est divisée en deux compartiments dont un permet d'éliminer autant que possible les écoulements latéraux parasites assurant un flux unidirectionnel dans le second. Dans le système de la cloche simple précédent, la cloche de mesure épouse

toute la surface de l'échantillon dans lequel a lieu le transfert et le flux est donc maîtrisé. Il n'y a donc pas de problème d'écoulement parasite.

- La fixation de la chambre à vide sur le béton est garantie par des joints toriques en caoutchouc, la chambre à vide couvrant alors une partie de l'échantillon.
- Le vide est fait sur 60 secondes comme dans le cas de la cloche simple normale (pour la cloche simple modifiée, le vide est fait jusqu'à atteindre régime permanent).

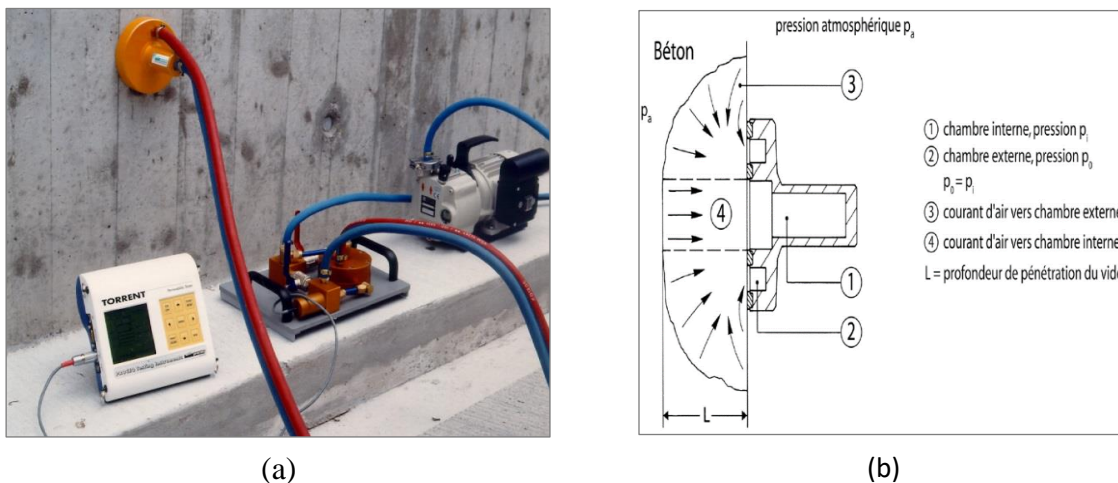


Figure 2.5. Torrent Permeability Tester (TPT) (Torrent, 1992)

Le système est automatisé et l'équation de Torrent y est programmée permettant à la fin de l'essai d'obtenir la valeur de perméabilité k_T et la profondeur investiguée L_T . Ainsi le TPT est le seul appareil qui affiche une perméabilité à l'issue de l'essai.

2.3.3. Résumé du programme expérimental : échantillons, codification, nombre d'essais

L'objectif de notre travail étant de remonter aux perméabilités de référence obtenues avec le perméamètre Cembureau, le programme expérimental et les dispositifs expérimentaux sont établis pour réduire au mieux les probables dispersions inhérentes à l'expérimentation. Ainsi :

- Les mesures d'une même gamme de débits sont toujours faites à partir du même débitmètre (trois gammes de débits ont été utilisées),
- Un seul manomètre est utilisé pour les mesures en dépression,
- Un seul baromètre est utilisé pour les mesures en surpression,
- Les quatre appareils sont testés sur les mêmes éprouvettes,
- Les essais sont effectués dans les mêmes conditions de température et de pression, à cet effet les essais sont effectués sur un intervalle de 10 heures en moyenne consécutives,
- Les éprouvettes sont cylindriques de diamètre 15 cm et d'épaisseur 5 cm et sont prélevés par trio à partir des gâchées G4, G6 et G7. L'utilisation de la gâchées G4 qui a une porosité élevée permet d'étendre la gamme de porosité accessible.

Le Tableau 2.2 présente un résumé du programme expérimental. Pour chaque éprouvette à un état de saturation donné, les mesures suivantes sont réalisées :

- Avec le perméamètre Cembureau (une mesure correspond à cinq pressions de percolation données : 2 ; 3 ; 4, 5 et 6 bars abs.),
- À la double cloche (quatre niveaux de vide : 250 ; 150 ; 50 ; 0,5 mbar),
- Au perméamètre Torrent, TPT (une mesure)
- À la cloche simple modifiée (une mesure de remontée de pression),

- À la cloche simple normale (une mesure de remontée de pression seulement à l'état sec pour un séchage à 105°C).

Tableau 2.2. Etude des méthodes de mesure : résumé du programme expérimental

Codes et porosité		Protocole de séchage des éprouvettes	Appareils de mesure de la perméabilité à l'air
Codes*	Porosité		
kSrG4-s1	18,93%	Séchage à 40°C pour Sr = 80%	Cembureau : 56 x 5 mesures (P = 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 bars) Double-cloches : 56 x 4 mesures (P = 250 ; 150 ; 50 ; 0,5 mbars)
kSrG4-s2	18,72%		
kSrG4-s3	18,85%	Séchage à 50°C, pour Sr = 60%, 45%, 30%, 20%	TPT : 56 x 1 mesures (P = 15 à 35 mbars)
kSrG6-s1	15,39%		
kSrG6-s2	15,41%		
kSrG6-s3	15,59%	Séchage à 80°C pour Sr = 3%,	Cloche simple modifiée : 20 mesures Cloche simple normale : 07 mesures (P = 250 ; 150 ; 50 ; 0,5 mbars)
kSrG7-s1	16,14%	Séchage à 105°C pour Sr = 0%	
kSrG7-s2	15,98%		
kSrG7-s3	15,69%		

*Ce type de code est défini dans le cadre global de notre thèse et se lit comme suit : **k20G4-s1** signifie perméabilité **k** sur l'échantillon N°1 de la gâchée **G4** à Sr = **20%**. La lettre « s » signifie que la même éprouvette est testée en série à différents taux de saturation en eau. Vu que ce chapitre ne traite que de la perméabilité, le code peut être simplifié : **kSrG4-s1** devient **SrG4-s1**.

Le conditionnement des éprouvettes est présenté en Chapitre 1. Une pesée est effectuée à chaque étape (fin séchage, fin homogénéisation, 24heures avant essais, en début d'essai et en fin d'essais) et permet de vérifier qu'aucun départ d'eau des échantillons n'est remarqué notamment pendant les 10 heures consécutives d'essais.

Notion de porosité accessible au gaz

Puisque notre étude ne traite que d'une seule formulation de béton, nous avons testé les éprouvettes à différents états de saturation en eau afin d'avoir une large plage de porosité accessible au gaz et donc une large gamme de valeurs à comparer. Pour calculer la porosité accessible au gaz on utilise la relation suivante :

$$\emptyset = (1 - Sr)\emptyset_e \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Avec \emptyset : Porosité accessible au gaz (%); \emptyset_e : porosité accessible à l'eau (%)

Sr : degré de saturation en eau (%).

Lors de la présentation des résultats, nous avons établi des lois à partir de cette porosité accessible au gaz. Cependant, la nature des cheminements d'écoulement du gaz dans un réseau poreux partiellement saturé en eau n'est pas la même qu'un réseau poreux sec et cette loi dépend probablement aussi de la nature du réseau poreux complet. Pour valider et étendre les lois établies, il est nécessaire de les tester sur d'autres bétons. Les différentes équations proposées seront donc validées avec des données d'autres bétons issus de la littérature.

Nous présentons maintenant les théories de calcul de la perméabilités disponibles dans la littérature et les nouvelles théories de calcul proposées dans cette étude.

2.4. Approche théorique de calcul de la perméabilité

2.4.1. Equations générales de Darcy et de Hagen-Poiseuille

Dans notre travail seul le gaz et notamment l'air est utilisé comme fluide percolant : nous n'aborderons que très peu la perméabilité au liquide. Les travaux de Poiseuille en 1838 et de Hagen en 1840 (Sutera et Skalak, 1993) établissent le débit de fluide incompressible (en occurrence l'eau) en écoulement laminaire à travers un tube cylindrique. Ce débit correspond au débit mesuré pour un écoulement purement laminaire de fluide incompressible. Dans le cas des fluides compressibles, ce débit reste théorique.

La loi de Darcy (Darcy, 1856) met en relation ce débit et un coefficient dit coefficient de perméabilité : elle traduit en effet la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement à travers un milieu poreux granulaire continu et isotrope et le gradient hydraulique appliqué.

$$\frac{Q_{Darcy/I}}{A} = K \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Avec $Q_{Darcy/I}$ débit du fluide (m^3/s) ; K : coefficient de perméabilité hydraulique (m/s)
 ΔH : différence des hauteurs piézométrique entre amont et aval de l'échantillon (m)
 A : Surface normale à la direction du flux (m^2) ; $Q_{Darcy/I}/A$: vitesse linéaire
 L : longueur de l'échantillon dans la direction du flux (m)

En tenant compte de la viscosité du fluide μ , il est introduit un nouveau coefficient de perméabilité k qui est inversement proportionnel à μ . La loi de Darcy devient (Muskat, 1937) :

$$\frac{Q_{Darcy/I}}{A} = \frac{k \Delta P}{\mu L} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Avec k : coefficient de perméabilité (m^2). μ : Viscosité de l'air ($Pa \cdot s$)

$\Delta P =$ Pression entrée – Pression sortie (Pa)

Lors d'un test de perméabilité, les quantités mesurées expérimentales (avec la double cloche et le Cembureau donc en régime permanent) sont les débits volumiques à l'entrée et à la sortie de l'échantillon (respectivement Q_{V_1} et Q_{V_2}). Pour un fluide incompressible en écoulement laminaire et en régime permanent, ces débits expérimentaux sont égaux au débit de Darcy :

$$Q_{Darcy/I} = Q_{V_1} = Q_{V_2} = Q_V \quad (\text{Eq. 2.4})$$

En remplaçant (Eq. 2.4) dans (Eq. 2.3), on obtient la relation suivante connue sous le nom d'équation de Hagen-Poiseuille pour un fluide incompressible.

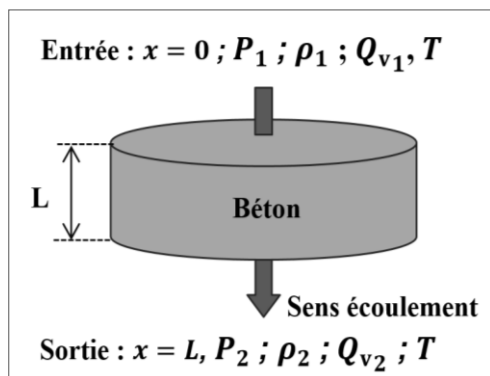
$$k = \frac{\mu L Q_V}{A(P_1 - P_2)} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Avec k : coefficient de perméabilité (m^2) ; $Q_V = Q_{V_1} = Q_{V_2} =$ débit mesurés en RP

Cette perméabilité est définie comme une perméabilité intrinsèque. Cependant, il n'en est pas de même dans le cas des fluides compressibles. En effet, du fait de la compressibilité du gaz et de l'écoulement qui n'est pas purement laminaire, la loi de Darcy conduit à des perméabilités apparentes parce que fonction de la pression. Nous présentons comment la compressibilité (Section 2.4.2) et le mode d'écoulement (Section 2.4.3) conduisent la loi de Darcy-Hagen-Poiseuille pour le calcul des perméabilités apparentes en régime permanent.

2.4.2. Définition de la perméabilité apparente ka

Dans tout le document, on considère le gaz en écoulement toujours avec les conditions aux limites de l'échantillon définies dans la Figure 2.6.



Légende Figure 2.6:

- P_1 : pression à l'entrée
- P_2 : pression à la sortie
- ρ_1 et ρ_2 : masse volumique air à l'entrée et à la sortie respectivement
- Q_{v1} et Q_{v2} : débit volumique de l'air à l'entrée et à la sortie respectivement
- T : température

Figure 2.6. Conditions aux limites pour écoulement d'un gaz à travers un échantillon en béton
Le type de pression (dépression et surpression) et le type de régimes de débit (permanent ou non-permanent) sont définis dans le Tableau 2.3 pour les différentes techniques de mesure utilisées dans ce travail.

Tableau 2.3 : Pression d'entrée et de sortie de l'équation 2.3 selon la technique de mesure

Matériel	P1	P2	Régime de débit	Flux gazeux (Entrée / sortie du béton)
Cembureau	Pression absolue d'injection	Pression atmosphérique	Permanent (ΔP constant → Q_V constant)	$PQ_V = P_a Q_{V2}$ Débit mesuré à la sortie
Double cloches	Pression atmosphérique	Pression du vide		$PQ_V = P_a Q_{V1}$ Débit mesuré à l'entrée
TPT	Pression atmosphérique	Pression du vide	Non-permanent* (ΔP variable → Q_V variable)	$PQ_V = P_2 Q_{V2}$ Débit estimé à la sortie
Cloche simple				
<i>*Avec la cloche simple modifiée, le régime est d'abord permanent en début de mesure de la remontée de pression puis il devient non-permanent durant la remontée de pression</i>				

Pour un fluide compressible, la conservation de la quantité de matière permet de prendre en compte la compressibilité. En effet, pour un gradient de pression donné, quel que soit le mode d'écoulement, la vitesse d'écoulement varie en tout point, mais le débit massique reste constant en toute section perpendiculaire à l'écoulement lorsque le régime permanent est établi :

$$Q_M = \rho Q_V = cste \tag{Eq. 2.6}$$

Avec Q_M : débit massique (kg/s) ; Q_V : débit volumique mesuré lors de l'essai (m³/s)
 ρ : masse volumique du fluide (kg/m³)

En utilisant la loi des gaz parfait et en remplaçant $\rho = MP/RT$ dans la relation (Eq. 2.6), il vient que le flux gazeux G (en Pa.m³.s⁻¹) est également constant en tout point de l'échantillon :

$$G = PQ_V = cste \tag{Eq. 2.7}$$

En intégrant la loi de Darcy dans cette relation (forme différentielle de (Eq. 2.3)), on obtient :

$$P \frac{Q_V}{A} = - \frac{k}{\mu} P \frac{dP}{dx} = cste \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Par intégration de la relation (Eq. 2.8), en gardant la quantité PQ_V constante et en se basant sur les conditions aux limites de l'échantillon tel que présentées par la Figure 2.6 et précisées dans la Tableau 2.3, on obtient l'équation de Hagen-Poiseuille pour un fluide compressible.

$$k_a = \frac{\mu L Q_V}{A(P_1 - P_2)} \frac{2P}{P_1 + P_2} = \frac{2\mu L P Q_V}{A(P_1^2 - P_2^2)} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Avec k_a : perméabilité apparente (m^2).

$2P/(P_1 + P_2)$: facteur relatif à la compressibilité et on identifie que le débit de Darcy pour fluide incompressible est : $Q_{Darcy/C} = [2P/(P_1 + P_2)]Q_V$.

Il est important de souligner que :

- Cette équation est établie pour les perméamètres en régime permanent (Cembureau et double cloche). Lorsqu'on utilise des perméamètres en régime non-permanent (TPT, cloche simple), c'est la pression à la sortie de l'échantillon qui est suivie. On en estime le débit Q_V et l'équation (Eq. 2.9) conduit à d'autres équations présentées en Section 2.4.6.
- L'écoulement du gaz n'est pas purement laminaire comme considéré dans la loi de Darcy et donc le débit mesuré Q_V n'est pas égal au débit laminaire de Darcy. C'est pour cela qu'entre (Eq. 2.8) et (Eq. 2.9), la perméabilité a perdu sa notion de perméabilité intrinsèque et est notée k_a .

2.4.3. Evolution du mode d'écoulement du gaz - nombres de Knudsen et de Reynolds

Les nombres adimensionnels de Knudsen et de Reynolds proposent deux classifications du mode d'écoulement du gaz dans un matériau poreux. Le nombre de Reynold rend compte de la turbulence alors que celui de Knudsen rend compte de la continuité dans l'écoulement.

Nombre de Reynold et modes d'écoulement

Le nombre de Reynolds noté Re est défini par Reynolds O. (1883) :

$$Re = \frac{\rho V d}{\mu} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$V = \sqrt{8RT/\pi M} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Avec ρ : masse volumique du fluide (kg/m^3) ; V : vitesse caractéristique du fluide (m/s)

d : diamètre des pores (m), μ : viscosité ($Pa.s$) ; M : masse molaire (kg/mol),

R : constante des gaz parfait ($J.mol^{-1}.K^{-1}$), T : température (K).

Il permet de distinguer trois modes d'écoulement : le mode visqueux-laminaire, le mode transitoire et le mode turbulent comme présentés sur la Figure 2.7 (Arianer, 2006; Hoffman et al., 1997; Martin, 1981; O'Hanlon, 2005). Les limites de ces modes peuvent varier d'un auteur à un autre et ces trois modes d'écoulement peuvent être présents lors de l'écoulement du gaz dans le béton.

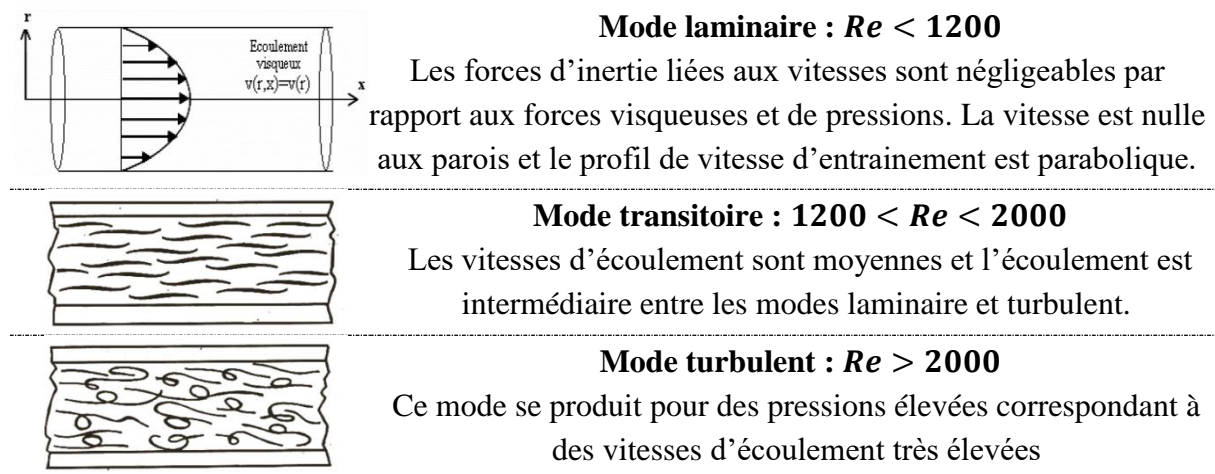


Figure 2.7. Modes d'écoulement suivant le nombre de Reynolds Re (Arianer, 2006; Hoffman *et al.*, 1997; O'Hanlon, 2005; Picandet, 2001)

Ce classement suivant Re a des limites. En considérant le gaz comme parfait, si P_m désigne la pression moyenne dans les pores, on a : $\rho = MP_m/RT$, ainsi on établit que Re est proportionnel à la pression dans les pores. De fait, il y a risque de confusion pour de *faibles pressions* comme c'est généralement le cas lors d'un test courant de perméabilité quel que soit l'appareil.

En effet, dans le cadre de notre étude, pour l'ensemble des quatre appareils de mesure étudiés on a, en absolu, $0,5 \text{ bar} < P_m < 3,5 \text{ bars}$, ainsi on a $1 < Re < 37$. On pourrait alors conclure que l'écoulement est purement laminaire. Cependant, pour ces *faibles pressions*, ce ne sont pas seulement les chocs intermoléculaires qui définissent l'écoulement qui n'est pas alors purement laminaire. En effet, lors de l'écoulement du fluide, des molécules peuvent glisser le long de parois des chemins d'écoulement (mode glissant). De plus, du fait de la raréfaction des particules du gaz notamment en dépression, des chocs des molécules à ces parois naissent (mode moléculaire). Le nombre adimensionnel de Knudsen quantifie le taux de raréfaction du gaz et permet de mieux distinguer les écoulements glissant et moléculaire dans ce cas (Karniadakis *et al.*, 2005; Roy *et al.*, 2003).

Nombre de Knudsen Kn et modes d'écoulement

Il est défini par le rapport entre le libre parcours moyen des molécules et la dimension caractéristique des cheminements d'écoulement (par exemple le rayon caractéristique des pores) par la relation (Eq. 2.12) (Barisik et Beskok, 2014; Knudsen, 1909; Loeb, 1934; O'Hanlon, 2005; Ziarani et Aguilera, 2012).

$$K_n = \frac{\lambda}{r} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Avec λ : libre parcours moyen en (m) ; r : rayon caractéristique des pores (m).

En référence à la relation (Eq. 2.12), quatre modes d'écoulement peuvent donc être distingués selon l'évolution comparée du libre parcours moyen et du rayon moyen des pores (Figure 2.8).

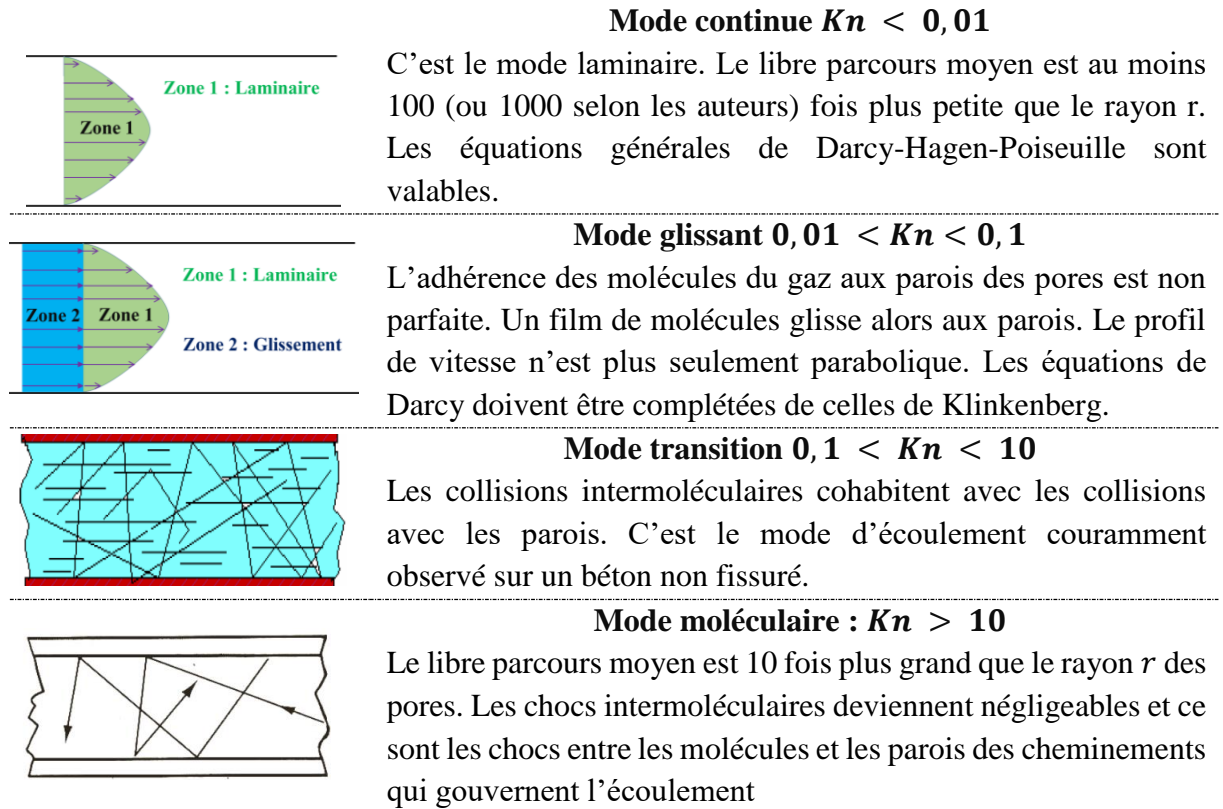


Figure 2.8. Modes d’écoulement suivant le nombre Kn (Colin and Baldas 2004; Dushman et al. 1962; Hoffman, Singh, and Thomas III 1997; O’Hanlon 2005; Roy et al. 2003; Ziarani and Aguilera 2012)

Nous présentons ci-dessous le calcul du libre parcours moyen et du rayon r . Le libre parcours moyen des molécules λ (en m) est la distance parcourue par une molécule entre deux chocs consécutifs. Il est donné par la relation (Eq. 2.13):

$$\lambda = \frac{BT/\pi\sqrt{2}D^2}{P_m} = \frac{c}{P_m} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Avec c : variable égale à $BT/\pi\sqrt{2}D^2$; T : Température (K) ; πD^2 : Section efficace de choc, B : Constante de Boltzmann ($1,38066 \cdot 10^{-23} \text{ J.K}^{-1}$),
 Pour l’air à 20°C , $c = 6,7 \cdot 10^{-8} \text{ m.mbar}$ (O’Hanlon, 2005)

Le rayon caractéristique peut être calculé à partir de différents modèles, par exemple le modèle empirique de Windland (référéncé par (Ziarani et Aguilera, 2012)) propose l’évaluation suivante :

$$r = 5,395 \left(\frac{k_i^{0.588}}{(100\emptyset)^{0.864}} \right) \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Avec k_i : perméabilité intrinsèque en md et r , rayon caractéristique en μm et \emptyset la porosité

Le nombre de Knudsen est déterminé à partir des deux relations précédentes pour les éprouvettes de notre étude dans la suite de ce chapitre. Il est compris entre 0,15 et 0,74 pour les mesures en surpression et 0,95 et 4 pour les mesures en dépression. Le mode d’écoulement en jeu est alors de transition entre le glissement et le moléculaire loin du domaine laminaire. Nous utiliserons donc les équations de Darcy-Hagen-Poiseuille mais complétées des équations de Klinkenberg.

2.4.4. Perméabilité intrinsèque au gaz et limites de l'approche de Klinkenberg

Comme nous venons de le décrire, l'écoulement d'un gaz dans le béton est généralement un mélange de plusieurs modes d'écoulement : laminaire, glissement, moléculaire. On désignera de manière approximative par « débit moléculaire apparent, $Q_{V/Mol}$ » et « perméabilité moléculaire apparente, k_{oa} » la contribution additionnelle au débit et à la perméabilité des modes d'écoulement de glissement et moléculaire qui s'ajoutent respectivement au débit de Darcy et à la perméabilité intrinsèque. Ainsi, en négligeant les écoulements de surface qui ne sont pas mentionnés dans ce document (lire (Perraton *et al.*, 1999)), le débit volumique expérimental utilisé dans la relation (Eq. 2.9) est en réalité la somme d'au moins deux débits distincts :

$$Q_V = Q_{Darcy/C} + Q_{V/Mol} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

De même, la perméabilité est la somme de deux perméabilités : une perméabilité intrinsèque correspondant à l'écoulement laminaire ($Q_{Darcy/C}$) et une perméabilité moléculaire (k_{oa}) qui correspond aux écoulements de glissement et moléculaire (Carman, 1956; Carman et Malherbe, 1950; Klinkenberg, 1941; Perraton *et al.*, 1999).

$$k_a = k_i + k_{oa} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$k_{oa} = k_i \frac{b_K}{P_m} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

La perméabilité intrinsèque indépendante de la pression peut être obtenue en combinant les équations (Eq. 2.16) et (Eq. 2.17) :

$$k_a = k_i \left(1 + \frac{b_K}{P_m} \right) \quad (\text{Eq. 2.18})$$

La relation précédente traduit que la perméabilité apparente k_a déterminée à partir de l'équation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9) varie de manière linéaire avec l'inverse de la pression moyenne P_m (Klinkenberg, 1941). La perméabilité intrinsèque k_i est ainsi obtenue pour $1/P_m = 0$ soit pour des pressions infinies : k_i est l'ordonnée à l'origine de la droite $k_a(1/P_m)$ comme indiqué sur la Figure 2.9 pour une éprouvette de notre étude (00G7-s2).

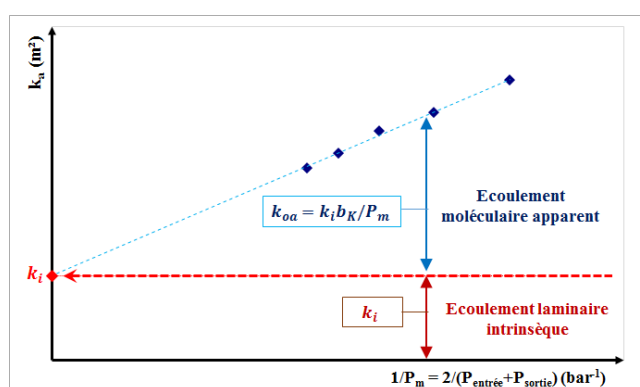


Figure 2.9. Représentation du concept de Klinkenberg

Nous pouvons maintenant déduire le facteur correctif de Klinkenberg F_{Kl} introduit et précisé en (Section 2.1.3). A partir de la relation (Eq. 2.18), on identifie ce facteur correctif.

$$F_{Kl} = 1 + \frac{b_K}{P_m} = 1 + \frac{4c\lambda}{r} = 1 + 4Kn \quad (\text{Eq. 2.19})$$

Avec F_{Kl} : Facteur correctif de la perméabilité de Klinkenberg.

Ainsi, pour reprendre la théorie sur la détermination de k_i , on remarque, à partir de la relation précédente, que, lorsque la pression moyenne tend vers l'infini, le nombre de Knudsen tend vers 0, le facteur de Klinkenberg tend vers 1 et la perméabilité apparente est donc alors égale à la perméabilité intrinsèque. En effet, dans les conditions de pression infinies, le libre parcours moyen devient au moins 100 fois plus grand que le rayon r , de fait l'écoulement est purement laminaire et satisfait aux conditions de validités de la loi de Darcy, par ailleurs le gaz tend vers sa phase condensée et a donc un comportement de liquide (Laghcha 2006).

En dehors de cette approche de Klinkenberg, Carman a proposé une approche (non utilisée dans notre travail) pour déterminer les perméabilités intrinsèques laminaire et moléculaire. Pour l'objectif de notre étude, l'approche de Carman ne présente pas d'intérêt particulier puisqu'elle conduit aux mêmes valeurs de perméabilité intrinsèque laminaire que l'approche de Klinkenberg (Carman, 1956; Perraton *et al.*, 1999). Quant à la perméabilité moléculaire, le coefficient b_K de Klinkenberg est suffisant pour quantifier la contribution moléculaire. Les deux approches présentent les mêmes limites que nous présentons maintenant.

Limites de l'approche de Klinkenberg (et de Carman) : modes d'écoulement en jeu

Puisque dans notre étude, les techniques de mesure de perméabilité font intervenir plusieurs modes d'écoulement, nous avons jugé utile d'analyser la validité de la théorie de Klinkenberg pour la gamme de pression expérimentale en jeu : $0 < P_1 < 6$ bars correspondant à $0,2 < 1/P_m < 2$. Nous avons alors testé quatre éprouvettes avec le perméamètre Cembureau.

Ainsi, nous avons pu mettre en avant les limites de l'approche de Klinkenberg dans le cadre de cette étude. Nous présentons ici la synthèse des résultats. La théorie de Klinkenberg est tributaire des modes d'écoulement en jeu. Il y a alors cinq zones d'influence de la pression sur sa validité : 3 zones distinctes correspondant aux modes d'écoulement turbulent (zone 1), glissement (zone 2), moléculaire (zone 3) et deux zones mixtes correspondant aux transitions glissement-turbulent (zone mixte 1-2) et glissement-moléculaire (zone mixte 2-3). Elles sont illustrées sur la Figure 2.10. Les points des zones 2 et 3 sont obtenus expérimentalement sur un corps d'épreuve de notre étude (porosité accessible à l'eau égale à 15,4% ; état sec, endommagé thermiquement par une conservation à 105°C) tandis que les points de la zone 3 sont représentés à titre illustratif et leur positionnement est inspiré de la littérature (Perraton *et al.*, 1999). Pour rappel, la théorie de Klinkenberg est établie pour des écoulements laminaires avec du glissement.

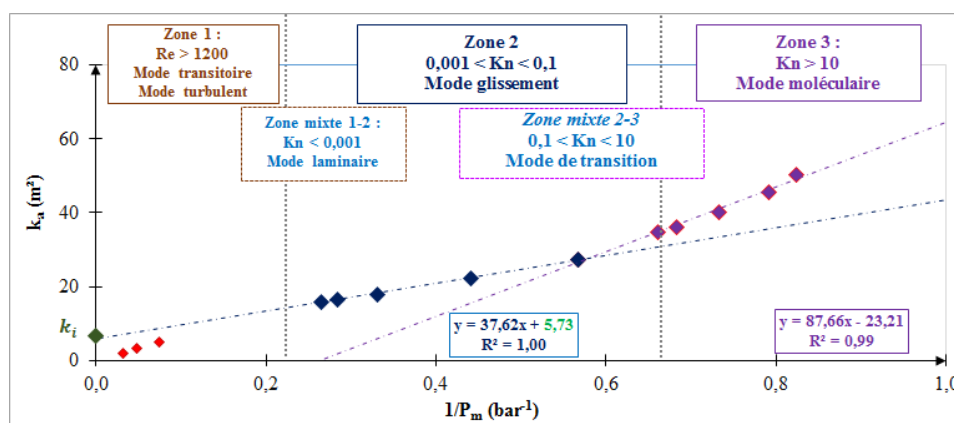


Figure 2.10. Zones de pression d'influence sur le coefficient de Klinkenberg

Cependant, les auteurs ne sont pas unanimes quant à la définition de ces zones. Pour comparer avec les zones identifiées dans cette étude, nous présentons maintenant quelques résultats de littérature à ce sujet.

Adzumi (1937b) et Carman (1956) ne définissent que la **zone 2** pour $Kn \leq 1$ et la **zone 3** pour $Kn \geq 1$. Ils ont en effet établi que le flux gazeux G n'est linéaire en fonction de P_m que lorsque $\lambda \geq r$ soit $1 \leq Kn$ (Figure 2.11a). D'autres auteurs (Zhu *et al.*, 2007) identifient quatre zones : les **zones 1 et 2** pour $1 \text{ md} < k_i < 10 \text{ md}$ puis les **zones 2 ; 3 et mixte 1-2** pour $k_i < 1 \text{ md}$. Les limites de Kn sont celles mentionnées sur la Figure 2.9 (Zhu *et al.*, 2007). D'autres auteurs identifient principalement la **zone 1 et 2** telles que c'est illustrée sur la Figure 2.11b par la relation $Q_v(\Delta P^2)$ (Billard, 2003; Dranchuk *et al.*, 1968; Laghcha, 2006; Perraton *et al.*, 1999; Tiss et Evans, 1989; Zhu *et al.*, 2007). Enfin, Ziarani *et al.* avancent qu'à la transition glissement-moléculaire (**zone mixte 2-3** pour $0,1 < Kn < 10$), il est possible d'utiliser la relation de Klinkenberg notamment lorsque Kn est encore suffisamment inférieure à 10 (Ziarani et Aguilera, 2012).

Quoi qu'il en soit sur la reconnaissance de ces zones par le monde du génie civil, il peut arriver que la relation $k_a(1/P_m)$ conduise à des valeurs absurdes comme c'est mentionné sur la Figure 2.10 avec une perméabilité intrinsèque inférieure à 0 dans la **zone 3**. Il est alors important d'identifier correctement les valeurs de k_a qui répondent à la théorie de Klinkenberg avant d'utiliser la relation $k_a(1/P_m)$. Et la littérature renseigne qu'on peut utiliser :

- La relation entre le débit et le gradient de pression : $Q_v(\Delta P^2)$ (Billard, 2003; Dranchuk *et al.*, 1968; Laghcha, 2006; Perraton *et al.*, 1999),
- La relation entre le flux gazeux G et la pression : $G(P_m)$ (Adzumi, 1937b; Carman, 1956).

En réalité, pour déterminer le coefficient de proportionnalité $b_k k_i$ (Eq. 2.17) illustré sur la Figure 2.9, il faut se situer sur la partie linéaire de chacune des deux relations $Q_v(\Delta P^2)$ et $G(P_m)$ comme illustré sur la Figure 2.11.

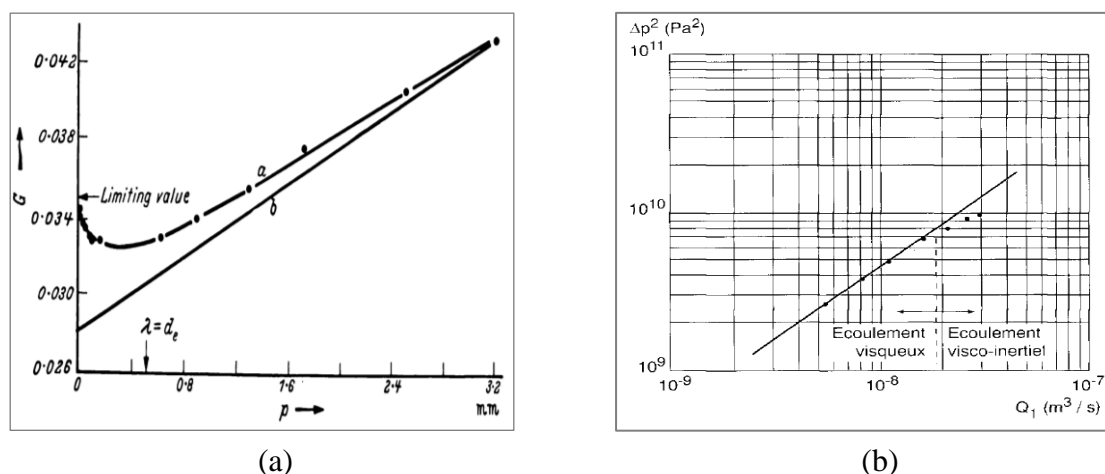


Figure 2.11. Délimitation des zones de validité de la théorie de Klinkenberg et de Carman à partir de la relation $G(1/P_m)$ (Adzumi, 1937b; Carman, 1956) (a) et à partir de la relation $Q_v(\Delta P^2)$ (Perraton *et al.*, 1999)

En dépression ($1 < 1/P_m < 2$), la littérature ne renseigne pas sur l'évolution de la perméabilité apparente et du coefficient de glissement en fonction de la pression. Puisqu'avec cette gamme de pressions, le nombre de Knudsen est compris entre 0,34 et 3 pour l'ensemble des corps

d'épreuve étudiés, on peut conjecturer que l'écoulement est moléculaire et donc qu'on se situe dans la zone 3 ou la zone mixte 2-3. Il est donc envisageable que les relations $k_{ad}(1/P_m)$ conduisent à des valeurs négatives de k_i .

Malgré la connaissance de ces zones d'influence de la pression sur le coefficient de glissement, leur délimitation expérimentale précise est difficile à obtenir. C'est ce que nous expliquons à partir de la porométrie du matériau qui est potentiellement une limite à l'approche de Klinkenberg.

Limites de l'approche de Klinkenberg (et de Carman) : porométrie du matériau

Théoriquement les zones mentionnées sur la Figure 2.10, pourraient être définies à partir de l'évolution du nombre de Knudsen ($Kn = \lambda/r$) et donc à partir du rayon r supposé caractéristique de la taille des pores du matériau.

Le rayon du capillaire caractéristique du réseau poreux d'un matériau est obtenu en assimilant son réseau poreux à un ensemble de n - capillaires (canalisations identiques de forme cylindrique) et de rayon r .

Or il peut arriver que ce capillaire de rayon r ne soit pas effectivement représentatif des pores des différentes tailles du matériau. De fait, pour une même porosité globale, si la porométrie du réseau poreux d'une éprouvette est très étendue, ou s'il y a une singularité (fissure par exemple) le rayon caractéristique r peut devenir peu représentatif du réseau poreux dans son ensemble. Ainsi, tandis que Kn serait supérieur à 1 à l'échelle de certains pores (indiquant un mode d'écoulement moléculaire), le rayon caractéristique pourrait conduire à Kn inférieur à 1 à l'échelle du matériau (indiquant un mode d'écoulement laminaire). Une représentation moyenne est donc problématique.

C'est le cas atypique de l'éprouvette illustrée sur la Figure 2.10 dont le rayon caractéristique r calculé à partir de la relation (Eq. 2.14) est égal à $0,07 \mu\text{m}$. En effet, pour cette valeur du rayon caractéristique et pour les mêmes gammes de pression (1,3 à 6,5 bars absolue), le nombre de Knudsen calculé est compris entre 0,27 et 0,82 indiquant ainsi que le mode d'écoulement est glissant (Zone 2). Ce qui n'est pas réellement le cas puisqu'expérimentalement pour cette même gamme de pression, on arrive à identifier les zones 2 (mode glissant) et 3 (mode moléculaire) telles que le montre la Figure 2.10. Le fait est donc que ce rayon n'est pas toujours représentatif de tous les rayons des pores, et son interprétation peut conduire à des conclusions erronées. C'est pour cette raison que nous nous intéressons beaucoup plus à la perméabilité apparente qu'à la perméabilité intrinsèque.

A présent, nous allons préciser pour chaque appareil de mesure les équations de calcul de la perméabilité utilisées et la nouvelle approche de calcul de la perméabilité pour les mesures en régime non-permanent.

2.4.5. Calcul de la perméabilité à l'air en régime permanent

Perméamètre Cembureau (perméamètre de référence)

Le perméamètre Cembureau est utilisé exclusivement en régime permanent (AFPC-AFREM, 1997; Kollek, 1989; Norme XP P18-463, 1999). A partir du débit apparent expérimental Q_v , l'équation (Eq. 2.9) permet de calculer la perméabilité apparente k_a . La perméabilité apparente de référence k_{aref} est obtenue à partir du débit Q_v mesuré avec le Cembureau pour une pression d'entrée de 2 bars absolue, soit un différentiel de pression d'un bar.

La perméabilité intrinsèque de référence k_i et le coefficient de glissement b_K sont obtenus à partir de l'approche de Klinkenberg en ne considérant que les pressions « modérées » (zone de linéarité entre le débit Q_v et le gradient de pression).

Pour déterminer k_i , il faut vérifier la pertinence des valeurs de k_a dans l'approche de Klinkenberg (linéarité) afin de s'assurer qu'on se situe dans la zone 2 (mode d'écoulement laminaire avec du glissement).

Technique de la double cloche

Avec la double cloche, le régime de débit est également permanent. Théoriquement, les mêmes équations utilisées pour le perméamètre Cembureau sont admises. On obtient alors les perméabilités apparentes en dépression à la double cloche notée k_{ad} à partir de l'équation (Eq. 2.9).

Cependant, pour les raisons évoquées dans la section 2.4.4, il est envisageable que l'on se situe dans la zone 3 et donc que les régressions linéaires expérimentales $k_{ad}(1/P_m)$ à la double cloche et $k_a(1/P_m)$ obtenue au Cembureau ne soient pas identiques et ne conduisent donc pas aux mêmes valeurs de k_i . Ces résultats sont présentés dans l'analyse de ce chapitre et une approche en partie empirique et théorique est proposée pour obtenir des perméabilités comparables à la mesure au Cembureau à partir des perméabilités expérimentales à la double cloche

2.4.6. Calcul de la perméabilité en régime non-permanent

Cette sous-section présente les équations de calcul pour les mesures en régime non permanent. Elle est structurée suivant quatre parties :

- Présentation des paramètres influençant la technique de la cloche simple (et du TPT)
- Rappel des modèles de Torrent (Torrent, 1992) et de Čalogović (Čalogović, 1995),
- Nouvelle méthode de calcul de la perméabilité à la cloche simple modifiée (remontée de pression effectuée après établissement d'un régime permanent par le vide imposé avant mesure de la variation de pression),
- Nouvelle méthode de calcul de la perméabilité à la cloche simple normale (remontée de pression effectuée sans attendre le régime permanent par le vide imposé avant mesure) et au TPT.

Enfin, dans la section des résultats (section 2.6.2), ces nouvelles approches seront complétées par des équations supplémentaires en intégrant le facteur correctif de Klinkenberg afin de retrouver des perméabilités comparables à celles du Cembureau malgré les différences de régimes d'écoulement et de mode d'écoulement.

2.4.6.1. Paramètres influençant la technique de la cloche simple et le TPT

L'ensemble des paramètres qui peuvent avoir une influence sur le fonctionnement des perméamètres à charge variable et sur la précision de la mesure sont :

- Taille de l'échantillon testé, la puissance de la pompe à vide (vitesse de pompage de la pompe à vide), le volume de la cloche à vide utilisée,
- Porosité accessible au gaz du béton testé,
- Temps d'application du vide dans la cloche à vide (profil de pression dans l'échantillon, régime de débit en début de la remontée),

- Pas de temps de mesure de la remontée de la pression dans la cloche.
 - Conditions aux limites (Figure 2.12) : amplitude de la dépression imposée dans la cloche, Cette étude ne traite pas en détail de chacun de ces paramètres : des essais préliminaires ont été réalisés pour choisir le volume de cloche adéquat. La taille de l'échantillon et la puissance de la pompe n'ont en revanche pas été étudiées. Les paramètres étudiés de manière approfondie dans cette étude sont la **porosité** accessible au gaz du béton, la **pression initiale** dans la cloche, le **temps d'application du vide**. Le but étant d'analyser la meilleure configuration qui permette d'obtenir des valeurs de perméabilités comparables aux perméabilités de référence.
- La Figure 2.12 présente les conditions aux limites dans le cas du perméamètre proposé par Torrent (le TPT) et dans le cas de la cloche simple.

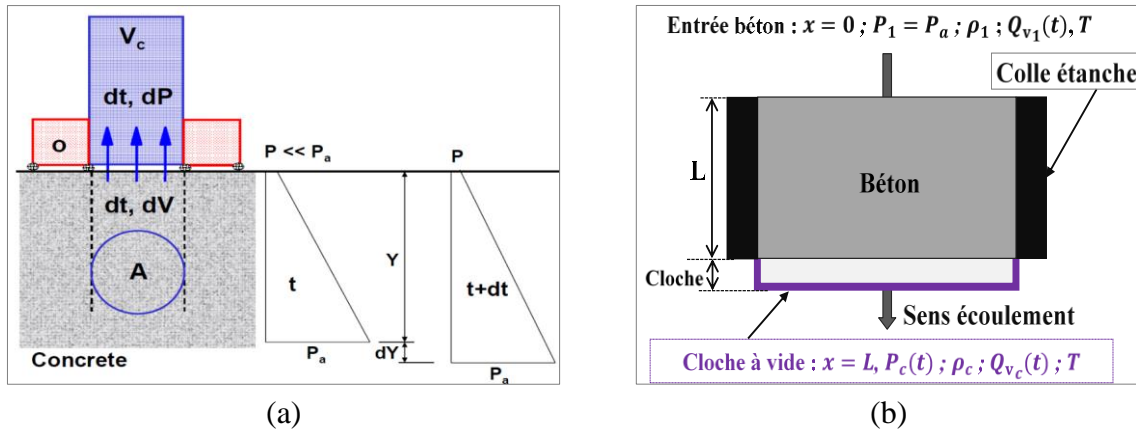


Figure 2.12. Mesure de la perméabilité avec le TPT (a) et avec la cloche simple (b)

2.4.6.2. Modèles de Torrent et de Čalogović

Equation de Torrent et de Čalogović pour le calcul de la perméabilité en régime non permanent (RnP)

Le modèle de calcul proposé par (Torrent, 1992) est basée sur deux hypothèses principales : le béton est homogène et isotrope et le flux d'air dans la chambre à vide est laminaire et perpendiculaire à la surface du béton. Il permet de calculer la perméabilité k_T (en m^2) et la profondeur d'investigation L_T (en m) dont l'évolution est suivie par dY (Figure 2.12).

$$k_T = \left(\frac{V_c}{A}\right)^2 \frac{\mu}{2\phi P_a} \left[\frac{\ln\left(\frac{P_a + \Delta P_{c_i}}{P_a - \Delta P_{c_i}}\right)}{\sqrt{t_f} - \sqrt{t_v}} \right]^2 \quad (\text{Eq. 2.20})$$

$$L_T = \sqrt{2 \cdot k_T \cdot P_a \cdot t_f / (\phi \cdot \mu)} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Avec k_T : coefficient de perméabilité (m^2) selon la méthode Torrent.

t_v : durée du vide : $t_v = 60$ s, t_f : date de fin de la remontée de pression (s)

P_a : Pression atmosphérique (Pa) ; $\Delta P_{c_i} = P_{c_f} - P_{c_0}$: augmentation de la pression dans la chambre interne durant $t_0 - t_f$

V_c : volume de la chambre interne (m^3), A : Section de la chambre interne (m^2)

ϕ : Porosité du béton (%) ; (porosité fixée à 0,15 avec l'appareil TPT)

Le modèle proposé par (Čalogović, 1995) est basé sur deux hypothèses principales : Le facteur de compressibilité du gaz est pris égal à 1 et l'écoulement de l'air dans la cloche à vide est supposé laminaire. Le modèle considère la variation de pression $P_c(t)$ sur des intervalles de temps successifs de durée dt et applique l'équation suivante :

$$k_{ac\check{c}} = \frac{\mu \cdot L \cdot V_c}{A \cdot P_c} \frac{1}{t_1 - t_2} \ln \frac{\Delta P_1}{\Delta P_2} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

Avec $k_{ac\check{c}}$: coefficient de perméabilité (m^2) à la cloche selon Čalogović

$\Delta P_i = P_a - P_i$: variation de la pression dans la cloche durant $t - t_i$

P_c : pression dans la chambre à vide, V_c : volume de la chambre à vide

Les hypothèses de base des deux modèles sont discutables comme le montre l'analyse ci-dessous.

Analyse des solutions de Torrent de de Čalogović

L'hypothèse qui considère homogène la perméabilité sur l'épaisseur investiguée est entachée d'erreur si le béton a subi un séchage et est partiellement saturé par exemple. En effet, la perméabilité diminue en profondeur avec la saturation croissante (Baroghel-Bouny et Mounanga, 2005).

Dans les deux modèles, l'écoulement est supposé laminaire or on a vu que le mode d'écoulement est à dominance moléculaire en dépression (Breton, 1969), et non laminaire. Les perméabilités ainsi déterminées devraient être forcément apparentes (correspondant à la gamme de pression de vide 15 à 35 mbars si on utilise l'appareil TPT).

Les deux modèles utilisent les équations de Hagen-Poiseuille pour fluide incompressible (Čalogović) et pour fluide compressible (Torrent). L'utilisation d'une relation de Hagen-Poiseuille est nécessaire pour mettre en relation le débit volumique de l'air entrant dans la chambre à vide et la perméabilité. Mais puisqu'elles sont strictement valables pour le mode d'écoulement laminaire en régime permanent, leur utilisation ici est donc discutable. Elle l'est davantage dans le cas du modèle de Čalogović qui considère le facteur de compressibilité égale à 1 or pour une dépression (donnée par P_c) qui varie de 0 à $P_a/2$, le facteur de compressibilité $2P_c/(P_c + P_1)$ varie de 0 à $2/3$ et ne devrait donc pas être négligé.

Dans le cas du TPT, il arrive que la profondeur L_T dépasse l'épaisseur de l'échantillon. Une série d'équations complémentaires sont alors proposées pour corriger la perméabilité mesurée par rapport à l'épaisseur (Torrent, 1992). Nous résumons ces équations comme suit :

$$(k_{T_e})^{1/2} = \frac{\left(\frac{2 \cdot P_a \cdot \Phi \cdot t_v}{\mu}\right)^{0,5} + \left[\left(\frac{2 \cdot P_a \cdot \Phi \cdot t_v}{\mu}\right) - 4 \cdot \frac{P_a \cdot t_f}{\mu \cdot L} \cdot \frac{L \cdot \Phi}{2} \cdot \left(\frac{2 \cdot P_a \cdot \Phi \cdot k_T}{\mu}\right)^{0,5} (\sqrt{t_f} - \sqrt{t_v})\right]^{0,5}}{2 \left(\frac{P_a \cdot t_f}{\mu \cdot L}\right)} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Avec k_{T_e} : perméabilité avec la méthode Torrent corrigée par rapport à l'épaisseur

k_T : perméabilité calculée avec la méthode Torrent (ou mesurée avec l'appareil TPT)

Or, en réalité la profondeur investiguée ne peut en aucun cas dépasser l'épaisseur de l'échantillon, ce qui rend cette correction de la perméabilité mesurée discutable même si l'équation (Eq. 2.23) est justifiée mathématiquement.

L’ensemble de ces analyses impose de revoir ces deux modèles, ce que nous proposons dans la suite. Ces nouvelles approches utilisent l’équation de Hagen – Poiseuille. Le challenge est alors de réduire au mieux les approximations puisque l’équation de Hagen – Poiseuille n’est pas valable en régime de débit non-permanent. C’est pour réduire ces approximations que nous avons développé l’approche de la cloche simple modifiée : dans cette approche, le régime de débit permanent est établi pendant la mise au vide avant le début de mesure de la variation de pression. Nous justifierons cette approche à partir de l’évolution des profils de pression dans le béton durant la remontée de pression.

Dans le cas du TPT et de la cloche simple normale, nous proposerons une seule équation de calcul de la perméabilité : cette approche est basée sur la notion de profondeur investiguée de Torrent mais elle ne nécessite pas de correction comme dans le cas du modèle de Torrent.

2.4.6.3. Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple modifiée

Pour faciliter la lecture de cette sous-section, nous précisons d’abord sa structure :

- **Etape 1.** Précisions des notations, et des hypothèses de calcul,
- **Etape 2.** Justification de l’utilisation de Hagen-Poiseuille,
- **Etape 3.** Equation du flux gazeux sortant du béton en fonction de la vitesse de remontée,
- **Etape 4.** Nouvelle équation de calcul de la perméabilité à la cloche simple modifiée

Note. Pour des mesures en dépression, il est recommandé de travailler avec des pressions de vide inférieures à la moitié de la pression atmosphérique (Norme NF EN 13184, 1999).

Nous commençons par la présentation des notations importantes et des hypothèses de calcul.

Etape 1. Précisions des notations, et des hypothèses de calcul

Le Tableau 2.4 présente les différentes informations nécessaires.

Tableau 2.4 : Notations, conditions initiales, hypothèses et principes de calcul

Désignations	Descriptifs
Deux repères distincts de temps	- Temps d’application du vide t_V : $t_V = 0 \rightarrow$ début d’application du vide, - Temps de la remontée de pression noté t : Arrêt de la pompe à vide \rightarrow début de la remontée de pression $\rightarrow t = 0$.
Deux conditions initiales sur t_V	- $t_V \geq TERPE \rightarrow$ Cloche simple modifiée . Le régime de débit est permanent à $t = 0$ mais à $0 + dt$ le régime devient non-permanent. - $t_V = 60 s \rightarrow$ Cloche simple normale (cas étudié en section 2.4.6.4)
Notations de la pression	- P_c est la pression dans la cloche à un temps t donné de la remontée. - P_{c0} est la pression initiale dans la cloche à $t = 0$
Conditions initiales sur P	- Tous les pores du béton sont à la pression atmosphérique P_a
Hypothèse sur le système	La pression à la surface en sortie de l’échantillon est égale à la pression mesurée dans le système constitué de la cloche à vide et des raccords (section 2.3.2.1).
Calcul de la perméabilité k_{ac}	Les flux gazeux $P_a Q_{V_1}$ et $P_c Q_{V_c}$ (entrant et sortant du béton respectivement cf. Figure 2.12) peuvent être reliés à k_{ac} avec la relation (Eq. 2.9) de Hagen-Poiseuille. Ceci n’est strictement valable qu’en régime permanent.
Calcul du flux gazeux $P_c Q_{V_c}$	La quantité de matière qui sort du béton est égale à la quantité de matière qui rentre dans la cloche entre les échéances t et $t + dt$.

Etape 2. Justification de l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille

Pourquoi utiliser l'équation de Hagen-Poiseuille (valable en régime permanent) alors que le régime de débit ici est variable ? A chaque instant t de la remontée, la relation de Hagen-Poiseuille permet de mettre en relation :

- La perméabilité k_{ac} et le flux gazeux $P_c Q_{V_c}$ qui sort du béton pour rentrer dans la cloche
- La perméabilité k_{ac} et le flux gazeux $P_a Q_{V_1}$ qui rentre dans le béton.

$$k_{ac} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} P_c Q_{V_c} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} P_a Q_{V_1} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Avec k_{ac} : perméabilité apparente à la cloche simple (m^2)

Ainsi, la relation précédente n'est valable que si les flux entrant $P_a Q_{V_1}$ et sortant $P_c Q_{V_c}$ sont égaux ce qui n'est garanti qu'en régime permanent.

La Figure 2.13 illustre les profils de pression dans une éprouvette de béton dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pendant les essais (épaisseur = 5 cm, porosité = 15%, état sec), pour $P_{c0} = 0,5$ mbar. Ces profils de pression en RnP et en RP sont établis numériquement à partir des équations présentées dans (Verdier, 2001) tel que présenté dans la section suivante (Section 2.5).

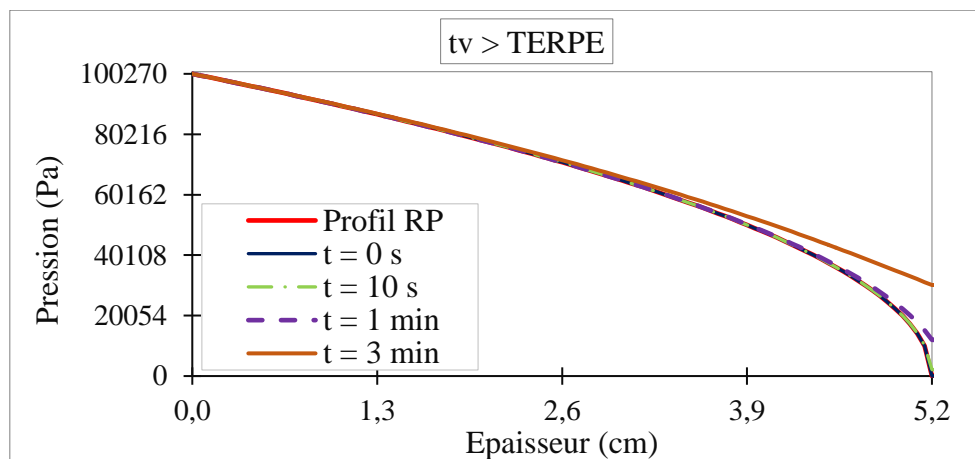


Figure 2.13. Evolution du profil de pression dans l'épaisseur d'une éprouvette dans le cas de la cloche simple modifiée

Dans le cas de la cloche simple modifiée, le temps de vide t_v est supérieur au temps nécessaire à l'établissement du régime permanent (TERPE). Au démarrage de la mesure de la remontée de pression ($t = 0$), le profil de pression dans l'échantillon est donc celui du régime permanent : il s'agit du profil noté ($t = 0$ s).

Lors de la mesure, la première valeur de P_c est prise à $t = 10$ s. Sur la Figure 2.13, le profil de pression dans le béton 10 secondes après arrêt de la pompe à vide ($t = 0$ s) semble identique au profil de pression en régime permanent. Les flux gazeux entrant et sortant de l'éprouvette devraient donc être sensiblement égaux réduisant ainsi les approximations dues à l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille.

Cependant après 10 secondes, la pression a commencé à remonter dans la cloche, il y a donc une perte de la charge motrice (gradient de pression) et le flux gazeux estimé à la date $t = 10$ s est donc légèrement inférieur au flux gazeux en RP. Par ailleurs c'est ce profil à $t = 10$ s que

nous considérerons dans nos calculs. En fait, il est difficile expérimentalement de synchroniser parfaitement le moment d’arrêt de la pompe à vide et le moment initial de mesure de la remontée de pression. C’est pour cela que nous ne considérons pas la remontée de pression entre 0 et 10 secondes après arrêt de la pompe à vide. Dans les résultats, nous verrons comment évaluer théoriquement l’écart entre ces deux flux (à $t = 0$ s et à $t = 10$ s) en partant du profil de pression dans une petite épaisseur du béton dx en contact avec la cloche à vide. Pour le moment nous considérons que le flux à $t = 0$ s est égal au flux à $t = 10$ s.

Maintenant que nous avons justifié l’utilisation de la relation de Hagen – Poiseuille au début de la remontée de pression, nous allons préciser comment le flux gazeux sortant de la cloche à $t = 10$ s est estimé à partir de la variation de pression.

Etape 3. Calcul du flux gazeux sortant du béton

Réalisons à présent le bilan des particules d’air échangées entre le béton et la cloche durant un intervalle de temps dt . En considérant l’air comme un gaz parfait, le nombre de particules N dans la cloche à tout instant t est (Dushman *et al.*, 1962; O’Hanlon, 2005) :

$$N = \frac{P_c V_c}{BT} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Avec B : constante de Boltzmann ($1,38 \cdot 10^{-23} \text{ J} \cdot \text{K}^{-1}$) ; T : température (K)

V_c : volume de la cloche (m^3) ; P_c : pression dans la cloche à l’instant t (Pa)

Les pressions dans la cloche aux instant t et $t + dt$ sont respectivement P_c et $P_c + dP_c$. Le nombre de particules entrant dans la cloche entre les temps t et $t + dt$ est alors déterminé comme suit :

$$dN_1 = \frac{1}{BT} (P_c + dP_c) V_c - \frac{1}{BT} P_c V_c = \frac{1}{BT} V_c dP_c \quad (\text{Eq. 2.26})$$

En assimilant la cloche à une pompe qui aspire l’air des pores du béton, on peut faire une analogie avec la vitesse de pompage (débit volumique dV/dt) reliée au flux gazeux G (en $\text{Pa} \cdot \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) par la relation suivante (Arianer, 2006; Hoffman *et al.*, 1997; O’Hanlon, 2005):

$$G = P_c \frac{dV}{dt} \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Avec dV/dt : débit volumique entrant dans la cloche ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),

P_c : pression dans la cloche à vide (ici pression motrice)

On peut alors calculer le nombre de particules qui quitte le béton entre t et $t+dt$:

$$dN_2 = \frac{G}{BT} dt = \frac{1}{BT} P_c dV \quad (\text{Eq. 2.28})$$

La quantité de gaz sortant du béton est égale à la quantité de gaz entrant dans la cloche durant dt soit : $dN = dN_1 = dN_2$. On en déduit le flux gazeux $P_c Q_{V_c}$ au moyen de la relation suivante :

$$P_c Q_{V_c} = P_c \frac{dV}{dt} = V_c \frac{dP_c}{dt} = V_c \dot{P}_c \quad (\text{Eq. 2.29})$$

Avec \dot{P}_c : vitesse de remontée de la pression dans la cloche

Etape 4. Calcul de la perméabilité apparente à la cloche simple

On en déduit que :

$$k_{ac} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} V_c \dot{P}_c \quad (\text{Eq. 2.30})$$

Avec k_{ac} : perméabilité apparente à la cloche simple (m^2)

Pour déterminer le flux gazeux sortant du béton $V_c \dot{P}_c$ et conclure sur le calcul de la perméabilité k_{ac} , il faut connaître la vitesse de remontée \dot{P}_c qui est la variation de pression rapportée au temps. Cette vitesse de remontée est la pente de la variation de la pression en fonction du temps.

Pour déterminer cette vitesse à partir de la remontée de pression, nous avons remarqué que pour des pressions P_c inférieures à 500 mbars (Figure 2.14), il a été possible pour toutes les éprouvettes testées dans le cadre de notre étude d'écrire les équations suivantes :

$$P_c(t) = -\frac{1}{2} \ddot{P}_c t^2 + \dot{P}_{c0} t + P_{c0} \quad (\text{Eq. 2.31})$$

$$\dot{P}_c(t) = \ddot{P}_c t + \dot{P}_{c0} \quad (\text{Eq. 2.32})$$

Avec $-\ddot{P}_c$: décélération de la remontée de pression (Pa.s^{-2})

\dot{P}_{c0} : vitesse de remontée au début de la remontée de pression (Pa.s^{-1})

$\dot{P}_c(t)$: profil linéaire de la vitesse de remontée de la pression (Pa.s^{-1})

P_{c0} : pression initiale dans la cloche à $t = 10$ s (Pa)

La Figure 2.14 présente une cinétique type de remontée de pression dans la cloche obtenue lors d'une mesure réalisée sur une des éprouvettes de cette étude. Cette figure est analysée en détail en Annexe N°3 et d'autres approches de calcul de la vitesse de remontée et de la perméabilité à la cloche simple y sont présentées. Afin de déterminer \dot{P}_{c0} nécessaire au calcul de la perméabilité par l'équation (Eq. 2.30), cette courbe peut être calibrée par une loi parabolique. Conformément à l'équation (Eq. 2.31) \dot{P}_{c0} est le terme du monôme de degré 1 de cette équation.

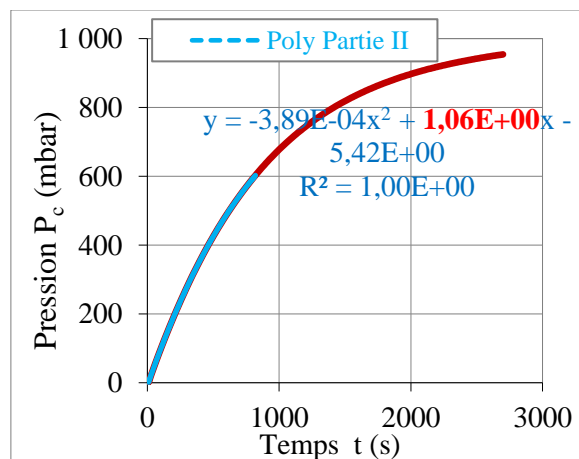


Figure 2.14. Remontée de la pression $P_c(t)$ (sur une éprouvette de notre étude)

Pour les raisons de validité de l'équation de Hagen-Poiseuille, nous avons expliqué que nous nous intéressons au flux gazeux correspondant au profil de pression au début de la remontée de pression. Nous pouvons considérer que ce flux gazeux est obtenu à partir de la vitesse de remontée proche de $t = 0$ s. On peut alors en déduire la perméabilité apparente par l'équation (Eq. 2.30), nous noterons cette perméabilité ainsi déterminée k_{ac0} .

2.4.6.4. Nouvelle équation pour le calcul de k : cas de la cloche simple normale et du TPT

Dans le cas du perméamètre Torrent TPT et de la cloche simple normale, le régime permanent n'est pas tout le temps établi avant le début de la remontée de pression. Nous pouvons mener un raisonnement similaire à celui de la cloche simple modifiée mais deux problèmes se posent : la profondeur impactée par le vide durant l'essai et l'utilisation de l'équation de Hagen-Poiseuille. Ces deux problèmes sont en lien puisque la profondeur de l'éprouvette impactée par le vide intervient dans la relation de Hagen-Poiseuille. Dans le cas de la cloche simple modifiée, cette profondeur est maîtrisée et vaut la longueur de l'éprouvette. Mais dans le cas de la cloche simple normale, elle n'est pas maîtrisée comme le montrent les profils de pression sur la Figure 2.15.

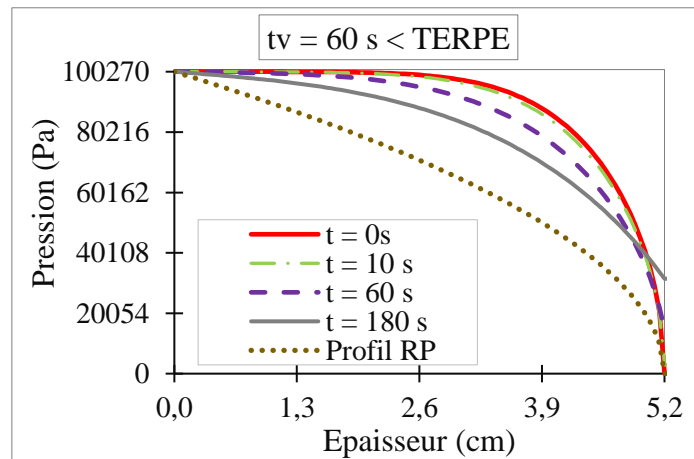


Figure 2.15. Evolution du profil de pression dans l'épaisseur d'une éprouvette dans le cas de la cloche simple normale

Nous n'apportons pas de solution alternative à l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille. Par rapport au second problème relatif à la longueur investiguée, nous utilisons l'approche de Torrent reprise par la relation suivante :

$$L_t = \left[2kP_a(t + t_v) \frac{1}{\phi\mu} \right]^{1/2} \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Avec k : coefficient de perméabilité à déterminer (m^2), ϕ : Porosité du béton (%)

t_v : durée du vide ($t_v = 60$ s), t : date de fin de la remontée (s)

P_a : Pression atmosphérique (Pa.s)

La différence avec la solution de Torrent réside dans le fait qu'ici, nous considérerons la profondeur impactée par le vide initial de durée 60 secondes alors que Torrent considère la profondeur impactée à la fin de la remontée de pression soit à $t = 720$ secondes (maximale). Pour justifier notre approche, on précise que comme dans le cas de Torrent, nous considérons la remontée de pression sur une petite variation de 20 mbars soit sur $[P_{c0} ; P_{c0} + 20 \text{ mbars}]$.

Maintenant, par anticipation sur la présentation des résultats à la double cloche, nous signalons qu'à partir des essais en dépression en régime permanent, nous avons remarqué qu'une variation de pression de 20 mbars n'induit qu'une variation limitée à 2% sur la perméabilité. C'est-à-dire que la perméabilité apparente à la pression P_{c0} est sensiblement égale à la perméabilité apparente à $P_{c0} + 20$ mbars. Alors puisque ces perméabilités sont calculées à partir de la même

équation de Hagen-Poiseuille sur la même éprouvette dans les mêmes conditions, nous pouvons considérer dans cette relation de Hagen-Poiseuille la profondeur impactée à P_{c0} soit à $t = 0$ s.

$$L_0 = \left(2k_{aT_0} P_a t_v \frac{1}{\phi \mu} \right)^{1/2} \quad (\text{Eq. 2.34})$$

Avec k_{aT_0} : perméabilité apparente correspondant à la pression P_{c0} en régime purement transitoire à la cloche simple normale ou au TPT (m^2)
 t_v : durée du vide ($t_v = 60$ s).

En combinant l'équation précédente et la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.30), on obtient :

$$k_{aT_0} = \frac{8\mu}{\phi} \left(\frac{V_c}{A} \right)^2 \frac{P_a}{(P_a^2 - P_{c0}^2)^2} \dot{P}_{c0}^2 t_v \quad (\text{Eq. 2.35})$$

Avec k_{aT_0} : perméabilité apparente (m^2) à la cloche simple normale ou au TPT pour un gradient de pression $P_a - P_{c0}$

\dot{P}_{c0} : vitesse de remontée déterminée sur l'intervalle [P_{c0} ; $P_{c0} + 20$ mbars] (Pa.s^{-1})

Dans le cas où la vitesse de remontée est déterminée à partir des courbes de remontée de pression du TPT, nous désignons cette perméabilité par k_{aT_0}

L'équation (Eq. 2.35) ainsi établie dans cette étude permet de calculer la perméabilité apparente en dépression en régime de débit non-permanent. Elle est différente de celles proposées par Torrent et de Čalogović pour les raisons suivantes :

- Elle est indépendante du temps d'application du vide t_v tant que $t_v \leq TERPE$;
- Elle est simplificatrice par rapport aux équations de Torrent et notamment par rapport à la correction relative à l'épaisseur proposée par Torrent (Eq. 2.23),
- Elle permet d'obtenir des valeurs de perméabilités comparables aux perméabilités à la double cloche.

Pour expliquer l'ensemble des mécanismes en jeu avec les perméamètres à charge variables, nous avons présenté des profils de pression dans le béton en fonction du temps d'application du vide. Nous présentons maintenant comment ces profils ont été établis. Il s'agit de la modélisation numérique d'un essai à la double cloche ou au Cembureau.

2.5. Modélisation d'un essai en régime permanent et étude analytique de l'établissement du régime permanent d'écoulement

Nous présentons ici la partie numérique de cette étude. Cette section est structurée comme suit :

- Présentation de l'analogie thermique. Elle nous a permis d'obtenir les profils de pression dans le béton en RnP et en RP, les cinétiques de débit et la détermination sous Castem du temps d'établissement du régime permanent TERPE.
- Présentation de l'équation théorique du profil de pression en RP et établissement de l'équation théorique de calcul du TERPE nécessaire à la maîtrise des durées de mises au vide par la technique de la cloche simple.

2.5.1. Présentation de l’analogie thermique

Etablissement des profils de pression et de la cinétique de débit

La simulation numérique est effectuée sous Castem sur la base d’une analogie thermique linéaire en transitoire. Le Tableau 2.5 présente les équations théoriques en jeu et les étapes de calcul.

Tableau 2.5. Etape de calcul et équations théoriques

Etapes de la simulation	Thermique	Perméabilité
Calcul de la matrice de conductivité	$[\Lambda]$	$[K]$
Calcul des flux nodaux imposés	$\{\varphi\}$	$\{Q_v\}$
Résolution avec RESO	$\{T\}$	$\{P\}$
Equation du système linéaire	$[\Lambda]\{T\} = \{\varphi\}$	$[K]\{Q_v\} = \{P\}$
Equations	$\rho c \frac{\partial T}{\partial x} = \text{div}(\lambda. \text{grad}P)$	$\mu \phi_g \frac{\partial P}{\partial x} = \text{div}(k. P. \text{grad}P)$
Avec λ et k : conductivité thermique du milieu ($\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$) et perméabilité du béton (m^2) resp. φ et Q_v : flux de chaleur par conduction ($\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$) et vitesse d’écoulement (m/s) resp. T et P : température ($^{\circ}\text{C}$) et pression (Pa) respectivement μ : viscosité dynamique ($1,82 \cdot 10^{-5}$ Pa.s pour l’air). x : Variable d’espace dans la direction du flux (m), A surface (m^2).		

Les **paramètres d’entrées** de la simulation sont : la perméabilité apparente, et la porosité accessible au gaz du béton. L’entrée de la porosité n’est requise que pour la détermination du TERPE et de la cinétique de débit. Pour le calcul du débit, il n’est pas besoin d’entrer la porosité. Si cette simulation numérique permet d’obtenir les profils de pression dans le béton et les cinétiques de débits lors d’un test de perméabilité, la détermination numérique du TERPE est effectuée en post traitement et doit être faite pour être au mieux représentatif de la détermination expérimentale du TERPE dont nous présentons les critères d’abord.

Définition et détermination expérimentale du TERPE

Nous nous intéressons au TERPE dans notre étude d’abord parce qu’il faut savoir quand arrêter la mesure de débit lors d’un test de perméabilité en régime permanent avec le Cembureau ou la double cloche mais aussi parce que le temps d’établissement du régime permanent est défini comme capital pour la prédiction des débits de fuite comme nous l’avons mentionné en Introduction Générale au document et dans le Chapitre 1.

Le TERPE est le temps au-delà duquel le débit massique est constant en toute section transversale de l’éprouvette et dans le temps : c’est le temps au-delà duquel le profil de pression dans le béton ne varie plus.

Expérimentalement il est difficile d’obtenir un débit volumique parfaitement constant. Pour obtenir des mesures reproductibles, des critères d’arrêt sont définis. Généralement, on mesure le débit par pas de temps Δt , et on considère que le RP est atteint lorsque la variation de débit est inférieure à une valeur donnée ΔQ_v . Le pas de temps et la variation admise dans le débit varie d’un auteur à un autre :

- i) $\Delta t = 5 \text{ min}$, $\Delta Q_v = 3 \%$ (Kollek, 1989),
- ii) $\Delta t = 15 \text{ min}$, $\Delta Q_v = 3 \%$ (Norme XP P18-463, 1999),
- iii) $\Delta t = 10 \text{ min}$, $\Delta Q_v = 0,5 \%$ (Verdier, 2001).

Le critère normatif (Norme XP P18-463, 1999) est limité car Δt est très grand (15 min), ce critère ne précise pas d'ailleurs quel temps considéré comme TERPE, pour ces raisons, nous ne l'utiliserons pas.

Les critères de Kollek (1989) et de Verdier (2001) semblent équivalents dans la mesure où à partir de chacun de ces deux critères, le TERPE peut être déterminé avec une précision de 5 min. En effet, dans le cas du troisième critère ($\Delta t = 10 \text{ min}$), le TERPE est pris au milieu du dernier pas de temps définissant le RP, ce qui permet la détermination du TERPE avec une précision de 5 min (Verdier, 2001).

Pour affiner la détermination expérimentale du TERPE, nous proposons une approche très simple mais expérimentalement contraignante. En effet, on procède à l'acquisition du débit toutes les 15 secondes durant un temps au moins égale à 1,5 fois le TERPE déterminé à partir de l'un des trois critères précédemment cités. Ce faisant on dispose du débit maximal qu'il est possible d'atteindre expérimentalement en régime permanent. On considère comme TERPE le temps qu'il a fallu pour que le débit atteigne 99,95% de sa valeur maximale soit une précision de 0,05 % sur la détermination du débit volumique en RP.

Détermination numérique du TERPE

Verdier (2001) et Gardner (2005) ont proposé un modèle de prédiction du TERPE avec comme paramètres d'entrée le débit volumique et la perméabilité. Dans le modèle de Verdier, le critère d'arrêt a été défini à partir de l'évolution du débit volumique et dans le modèle de Gardner, il a été défini à partir de la pression au centre du béton. Verdier justifie son choix par le fait que lors d'une mesure de débit en régime permanent, seul le débit volumique est accessible.

C'est cette dernière approche que nous retenons. L'étude numérique peut conduire à une détermination assez précise de l'état stationnaire du débit volumique.

2.5.2. Solutions analytiques : profil de pression en RP et équation de calcul du TERPE

2.5.2.1. Profil de pression dans le béton en régime permanent et pression moyenne en RP

En régime permanent le profil de pression $P(x)$ dans le béton n'est pas linéaire (Verdier, 2001; Verdier *et al.*, 2002; Wu *et al.*, 1998) et P_m ne vaut pas $(P_1+P_2)/2$ comme c'est généralement mentionné dans la littérature. En effet, en régime permanent, le profil de pression $P(x)$ répond à l'équation différentielle suivante (Gardner, 2005; Verdier, 2001) :

$$\left(\frac{dP}{dx}\right)^2 + P \frac{d^2P}{dx^2} = 0 \quad (\text{Eq. 2.36})$$

Une solution de cette équation est (Gardner, 2005; Verdier, 2001) :

$$P = \sqrt{ax + b} \quad (\text{Eq. 2.37})$$

Avec a et b : coefficients dépendant uniquement des conditions aux limites

En considérant les conditions aux limites, Verdier (2001) détermine les coefficients a et b et établit que $P(x)$ est modélisé par la relation (Eq. 2.38) :

$$P(x) = \left(\frac{P_2^2 - P_1^2}{L} x + P_1^2 \right)^{1/2} \quad (\text{Eq. 2.38})$$

Avec P_1 et P_2 : pression absolue à l'entrée et à la sortie de l'échantillon

La solution proposée par la relation de Wu *el al.* (1998) est différente de celle de Verdier (2001) et Gardner (2005). Elle considère que le profil de pression est fonction des propriétés du matériau.

$$P(x) = -b_K + \sqrt{b_K^2 + P_L^2 + 2b_K P_L + 2q_m \mu (L - x) / k_i \beta} \quad (\text{Eq. 2.39})$$

Avec b_K : coefficient de Klinkenberg et β : facteur de compressibilité, q_m débit massique.

L'analyse de ces deux solutions montre les mêmes profils de pression en régime permanent. Mais puisque la solution de Verdier fait intervenir peu de paramètres, c'est elle que nous avons considéré dans notre étude.

On peut alors en déduire la pression moyenne vraie en RP lors d'un test de perméabilité. En utilisant le théorème de la valeur moyenne d'une fonction définie et continue sur un intervalle donné, on déduit la « vraie » pression moyenne notée P_{mv} comme suit :

$$P_{mv} = \frac{1}{L} \int_0^L \left(\frac{P_2^2 - P_1^2}{L} x + P_1^2 \right)^{1/2} dx \quad (\text{Eq. 2.40})$$

Par changement de variable, on calcule que :

$$P_{mv} = \frac{2}{3} \left(\frac{P_2^3 - P_1^3}{P_2^2 - P_1^2} \right) \quad (\text{Eq. 2.41})$$

Avec P_1 et P_2 : pressions à l'entrée et à la sortie de l'échantillon respectivement.

Maintenant nous présentons la solution analytique de calcul du TERPE à partir de la perméabilité apparente, de la porosité accessible au gaz et de la pression moyenne.

2.5.2.2. Equation de calcul du TERPE à partir de la porosité et de la perméabilité apparente

Dans cette section nous développons une approche analytique pour déterminer le **TERPE** à partir de la **perméabilité apparente** et de la **porosité accessible** basée sur le principe suivant :

Principe d'analyse : on simule un essai à la cloche simple au cours duquel le temps de vide est maintenu jusqu'en régime de débit permanent. Et on suit la cinétique du débit d'air en analysant pas-à-pas le processus de l'établissement du régime de pression permanent.

Après avoir présenté les conditions initiales (Etape 1), nous présentons l'approche pour des mesures en dépression (Etape 2) puis nous la généralisons aux perméamètres à charge constante (Etape 3), enfin nous analysons la solution obtenue et les utilisations qui en découlent (Etape 4).

Etape 1 : Conditions initiales, repère de temps et principe d'analyse

- L'écoulement est unidirectionnel suivant la longueur L de l'échantillon.
- Le profil de pression dans le béton est $P(x)$. Les conditions aux limites sont celles mentionnées sur la Figure 2.6. On rappelle que la pression vaut P_1 en $x = 0$ et P_2 en $x = L$.
- On définit un seul repère de temps de vide t_v , sa valeur maximale est le TERPE noté t_{RP} .
- On note Y l'épaisseur de l'échantillon atteinte par la pression de vide à tout instant t_v .

Etape 2 : Analyse de l'établissement du régime permanent

Nous analysons la progression du régime de pression pas à pas à partir de la Figure 2.16.

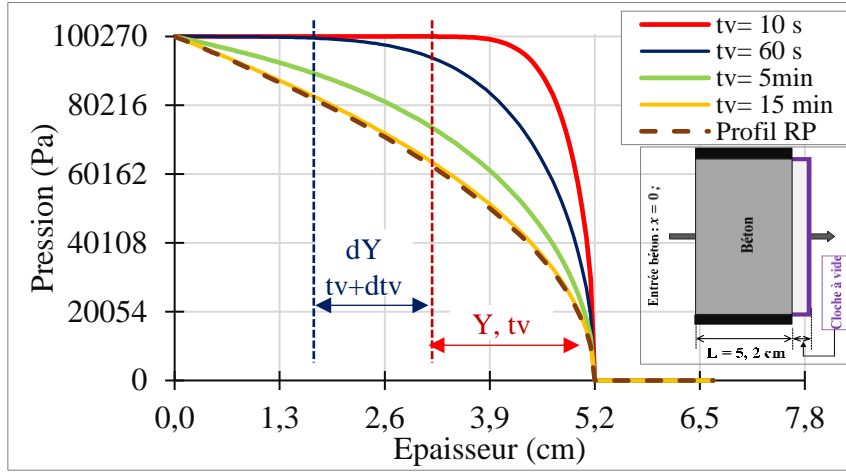


Figure 2.16. Evolution des profils de pression jusqu'au régime permanent.

Au début de l'application du vide, $t_v = 0$ s et la profondeur atteinte est $Y = 0$. A un instant t_v en début de l'application du vide (10 s par exemple), une profondeur Y est atteinte par le vide. Le volume d'air des pores de la zone affectée par ce temps de vide et le nombre de particules d'air correspondent sont :

$$V = AY\phi \quad (\text{Eq. 2.42})$$

$$N = \frac{P_m \cdot V}{B \cdot T} = \frac{P_m}{BT} AY\phi \quad (\text{Eq. 2.43})$$

Avec P_m : Pression moyenne sur la profondeur Y affectée par le vide à t_v

V : Volume d'air dans les pores de la zone affectée par le vide (m^3)

A : Section de l'échantillon ; ϕ : Porosité accessible au gaz du béton

Durant l'intervalle de temps dt_v , le vide affectera un nouveau front de particules dN puisque la profondeur Y augmente de dY . A partir de la relation (Eq. 2.43), on a :

$$dN = \frac{A \phi}{BT} P_m dY \quad (\text{Eq. 2.44})$$

Entre deux instants espacés de dt_v , l'équation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9) donne le volume dV de gaz circulant dans la cloche sous la différence de pression ($P_1 - P_2$) sur la distance Y :

$$dV = \frac{k_{ad} A}{2\mu} \frac{P_1^2 - P_2^2}{P_2 Y} dt \quad (\text{Eq. 2.45})$$

En termes de nombre de particules d'air, ce volume dV d'air qui est à la pression P_2 dans la cloche correspond à :

$$dN = \frac{P_2 dV}{BT} \quad (\text{Eq. 2.46})$$

A $t_v = 10 + dt_v$, la profondeur Y augmente de dY : le front de pores que le vide affecte progressivement se déplace en profondeur de dY . A partir des trois relations précédentes on a :

$$dN = \frac{P_2 dV}{BT} = \frac{P_2 k_{ad}}{BT 2\mu} \frac{P_1^2 - P_2^2}{P_2 Y} A dt = \frac{A \phi}{BT} P_m dY \quad (\text{Eq. 2.47})$$

Après simplification, on a :

$$YdY = \frac{k_{ad}(P_1^2 - P_2^2)}{2\mu\phi P_m} dt \quad (\text{Eq. 2.48})$$

En régime permanent, P_m ne varie plus dans l'échantillon en fonction du temps et l'intégration de la relation précédente conduit ainsi à :

$$\frac{1}{2} Y^2 = \frac{k_{ad}(P_1^2 - P_2^2)}{2\mu\phi P_{mV}} t \quad (\text{Eq. 2.49})$$

De même la condition de RP implique que $t = t_{RP}$ et $Y = L$, d'où :

$$t_{RP} = \frac{\mu\phi L^2 P_{mV}}{k_{ad}(P_1^2 - P_2^2)} \quad (\text{Eq. 2.50})$$

Avec P_{mV} : pression moyenne vraie dans l'échantillon en RP

Etape 3 : Généralisation de l'équation aux deux perméamètres à charge constante étudiés

L'équation (Eq. 2.50) est établie pour une mesure en dépression en RP à la double cloche. Il est possible d'élargir ce résultat à la mesure en surpression en RP au Cembureau en menant un raisonnement analogue. Nous proposons alors de manière générale.

En considérant la pression moyenne vraie établie dans cette étude (Eq. 2.41) et l'équation du TERPE (Eq. 2.50), on peut conclure dans les deux cas (double cloche et Cembureau) :

$$t_{RP} = \frac{2}{3} \mu L^2 \frac{\phi}{k} \frac{P_1^3 - P_2^3}{(P_1^2 - P_2^2)^2} \quad (\text{Eq. 2.51})$$

Avec L : épaisseur de l'échantillon (m) ; ϕ : Porosité accessible au gaz du matériau (%)
 k : perméabilité apparente (k_{ad} ou k_a), Voir Tableau 2.6 pour les pressions.

En considérant l'équation de Hagen-Poiseuille, on peut exprimer le TERPE en fonction du débit volumique. On établit ainsi que :

$$t_{RP} = \frac{1}{3} \frac{\phi LA}{P Q_V} \left(\frac{P_2^3 - P_1^3}{P_2^2 - P_1^2} \right) \quad (\text{Eq. 2.52})$$

Avec les pressions mentionnées dans le Tableau 2.6.

Le Tableau 2.6 précise les données d'entrée des deux équations précédentes.

Tableau 2.6. Pression d'entrée et de sortie de l'équation 2.3 selon la technique de mesure

Matériel	Perméabilité	P_1 (en Pascal)	P_2 (en Pascal)	Flux gazeux ($\text{Pa.m}^3.\text{s}^{-1}$) (Entrée / sortie du béton)
Cembureau	k_a	Pression absolue d'injection	Pression atmosphérique	$PQ_V = P_a Q_{V2}$ Q_V mesuré en sortie ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$)
Double cloche	k_{ad}	Pression atmosphérique	Pression du vide	$PQ_V = P_a Q_{V1}$ Q_V mesuré à l'entrée ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$)

Étape 4 : Analyse de l'équation de calcul de t_{RP}

La solution théorique (Eq. 2.52) résulte ainsi de la combinaison des équations de Darcy, de Hagen-Poiseuille pour le calcul de la perméabilité, de Verdier pour le profil de pression dans le béton et de la notion de « *profondeur investiguée* » de Torrent. Elle présente quelques avantages :

- Sur site, à partir de la porosité et de la perméabilité apparente, il est alors possible à partir de la relation (Eq. 2.52) de prédire le TERPE ce qui est l'objectif initial de ce développement
- Au laboratoire, la valeur de t_{RP} est prise lors d'une mesure en régime permanent donc sa détermination ne demande pas un essai supplémentaire. Il est alors possible à partir d'un essai au Cembureau de déterminer la porosité accessible :

$$\phi = \frac{2PQ_V}{ALP_{mV}} t_{RP} = \frac{3PQ_V}{AL} \left(\frac{P_2^2 - P_1^2}{P_2^3 - P_1^3} \right) t_{RP} = \frac{3}{2\mu L^2} \frac{(P_1^2 - P_2^2)^2}{P_1^3 - P_2^3} k_a t_{RP} \quad (\text{Eq. 2.53})$$

Avec le flux gazeux PQ_V comme précisé dans le Tableau 2.6.

Nous avons présenté les appareils de mesures, les équations théoriques de calcul de la perméabilité à partir des techniques de mesures utilisées, nous avons également présenté la modélisation numérique des essais en régime permanent, nous proposons maintenant au lecteur de prendre connaissance des résultats expérimentaux.

2.6. Résultats, analyse et synthèse

Ce paragraphe de résultats des essais est structuré suivant deux parties principales.

- Présentation, comparaison et analyse des résultats expérimentaux.

Dans un premier temps, les résultats expérimentaux sont analysés. En tenant compte de leur principe de fonctionnement et des gammes de pressions mises en jeu, les comparaisons ont été réalisées comme suit :

- Perméamètre Cembureau et double cloche (mesure en régime permanent),
- Double cloche et cloche simple modifiée (mesure en dépression),
- Double cloche et Torrent TPT et cloche simple normale (mesure en dépression).

- Equations de calcul des perméabilités de référence.

Dans un second temps, une méthodologie de détermination des perméabilités de référence à partir des perméabilités expérimentales mesurées à la double cloche, à la cloche simple et au TPT est proposée.

La perméabilité apparente de référence k_{aref} est celle obtenue à partir du débit mesuré au Cembureau pour une pression absolue d'entrée de 2 bars (soit $1/P_m = 0,66 \text{ bar}^{-1}$).

La perméabilité intrinsèque de référence est l'ordonnée à l'origine de la régression linéaire $k_a(1/P_m)$ obtenue à partir des mesures avec le perméamètre Cembureau.

2.6.1. Présentation, comparaison et analyses des résultats expérimentaux

2.6.1.1. Perméabilités en régime permanent : Cembureau et double cloche

La Figure 2.17 présente l'évolution des perméabilités apparentes obtenues avec le perméamètre Cembureau k_a et obtenues avec la double cloche k_{ad} en fonction de l'inverse de la pression moyenne (calculées pour un profil de pression linéaire dans le béton) pour une éprouvette à différents états de saturation. Elles sont calculées à partir de l'équation de Darcy-Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9) et sont représentatives de l'ensemble des résultats de notre étude.

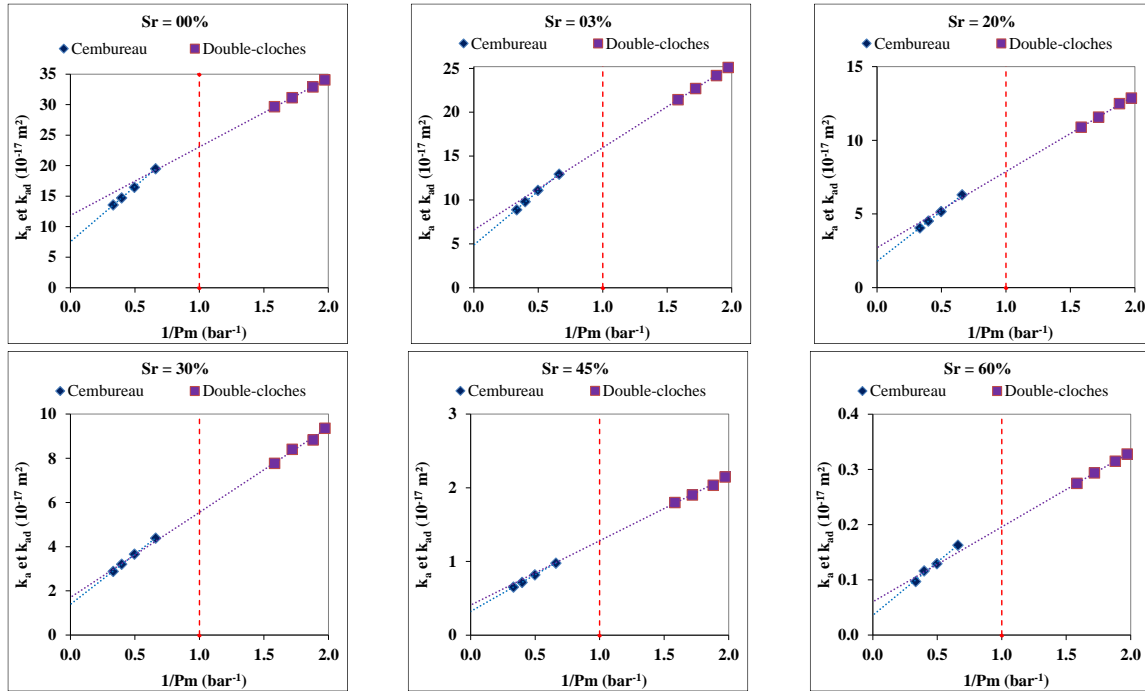


Figure 2.17. Perméabilités apparentes k_a ($1/P_m < 1$) et k_{ad} ($1/P_m > 1$) en fonction de $1/P_m$

Les perméabilités apparentes en dépression à la double cloche k_{ad} sont supérieures aux perméabilités en surpression avec le Cembureau k_a ce qui est cohérent avec l'évolution des écoulements moléculaires et de glissement. En effet, la contribution moléculaire est inversement proportionnelle à la pression (Eq. 2.17) or la pression moyenne en dépression est inférieure à la pression moyenne en surpression, la perméabilité moléculaire en dépression est donc supérieure à celle en surpression d'où k_{ad} supérieure à k_a .

La Figure 2.17 montre la linéarité des perméabilités apparentes en fonction de l'inverse de la pression moyenne avec les deux perméamètres. Malgré une assez bonne cohérence de cette linéarité avec les deux techniques, les droites de régression obtenues ne sont pas parfaitement confondues (Figure 2.17). La Figure 2.18 donne la valeur des coefficients de glissement b_K et les perméabilités intrinsèques k_i pour toutes les régressions linéaires de l'ensemble des éprouvettes pour tous les états de saturation (51x5 mesures de perméabilités apparentes en surpression au Cembureau et 51x4 mesures de perméabilité apparentes en dépression à la double cloche).

Pour un même échantillon, on remarque que :

- Le coefficient de glissement b_K obtenu à partir des mesures à la double cloche est inférieur à celui obtenu avec le Cembureau (Figure 2.18a),

- La perméabilité intrinsèque k_i obtenue à partir des mesures à la double cloche est toujours supérieure à celle obtenue à partir des mesures avec le Cembureau (Figure 2.18b).

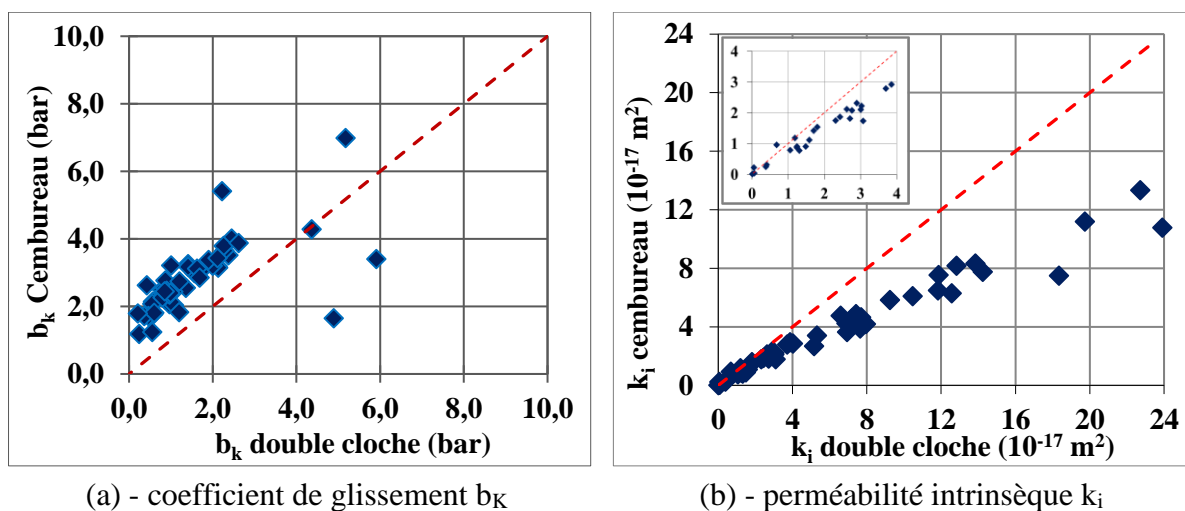


Figure 2.18. Cembureau vs double-cloches

Les différences observées pour les coefficients de glissement b_K sont cohérentes avec celles des perméabilités intrinsèques k_i . Une sous-estimation de b_K implique une sous-estimation de la perméabilité moléculaire k_{oa} . Ainsi la contribution laminaire de l'écoulement évaluée par k_i est surestimée (si on considère que les perméabilités apparentes obtenues au Cembureau et extrapolées en dépression sont celles de référence). Deux explications identifiées peuvent justifier les différences observées dans les Figure 2.18 et Figure 2.17.

Origines possibles des différences observées dans la Figure 2.18 :

Problèmes de métrologie : Pour de faibles porosités accessibles au gaz (forts degrés de saturation et porosités résultantes inférieure à 10 %), les débits mesurés pour de faibles pressions (< 3 bars abs.) sont en dessous des 5% de la pleine échelle des débitmètres utilisés. Le débit mesuré est donc potentiellement entaché d'erreur. Cependant cette différence est également observée pour de fortes porosités au-delà de 10 % avec les débits mesurés situés dans l'intervalle de confiance des débitmètres. La métrologie de ces débitmètres ne peut donc pas expliquer à elle seule cette différence.

Un autre problème est lié au dispositif de mesure. Lors d'un test de perméabilité au Cembureau tout comme à la double cloche, la face sur laquelle le débit est mesuré est considérée être à la pression atmosphérique ambiante. En réalité, du fait du système de mesure du débit (raccords, orifices du débitmètre), une légère surpression existe pour la mesure effectuée avec le Cembureau alors qu'une légère dépression existe avec la double cloche. En recalculant les perméabilités avec les pressions *effectives* à la face de mesure du débit, la différence observée dans les pentes des droites $k_a(1/P_m)$ et $k_{ad}(1/P_m)$ n'est que légèrement réduite et ne présente pas un intérêt particulier, ce qui nous conduit à une autre explication bien plus déterminante.

Modes d'écoulement en jeu. Les différences observées s'expliquent en réalité par les limites de la théorie de Klinkenberg telles que présentées en section 2.4.4. Nous ne rappelons plus ces limites ici mais comme recommandé en section 2.4.4, nous analysons le débit volumique en

fonction du gradient de pression : $Q_v(\Delta P^2)$ (Figure 2.19a) et le flux gazeux en fonction de la pression moyenne : $G(P_m)$ (Figure 2.19b).

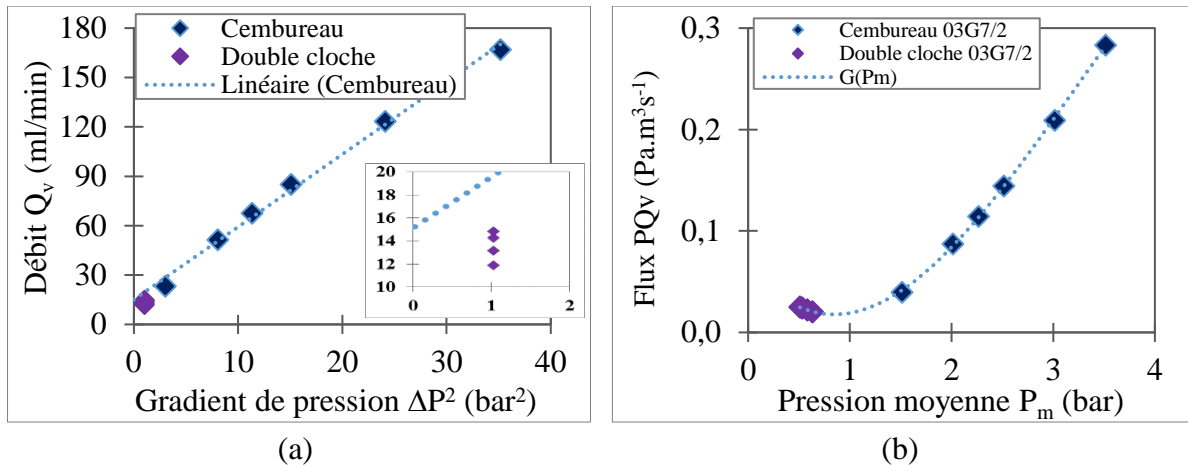


Figure 2.19. Evolution des débits en fonction du gradient de pression

On remarque que les débits volumiques et les flux gazeux mesurés en dépression (pour l’intégralité des essais) ne sont jamais alignés avec les débits en surpression se situant alors hors cadre des écoulements retenus dans la théorie de Klinkenberg (laminaire et de glissement). Sur la Figure 2.20, on peut suivre l’évolution du nombre de Knudsen ($Kn = \lambda/r$) en fonction de la porosité accessible au gaz en dépression (pour $P_m = 500$ mbars) et en surpression ($P_m = 3,45$ bars abs).

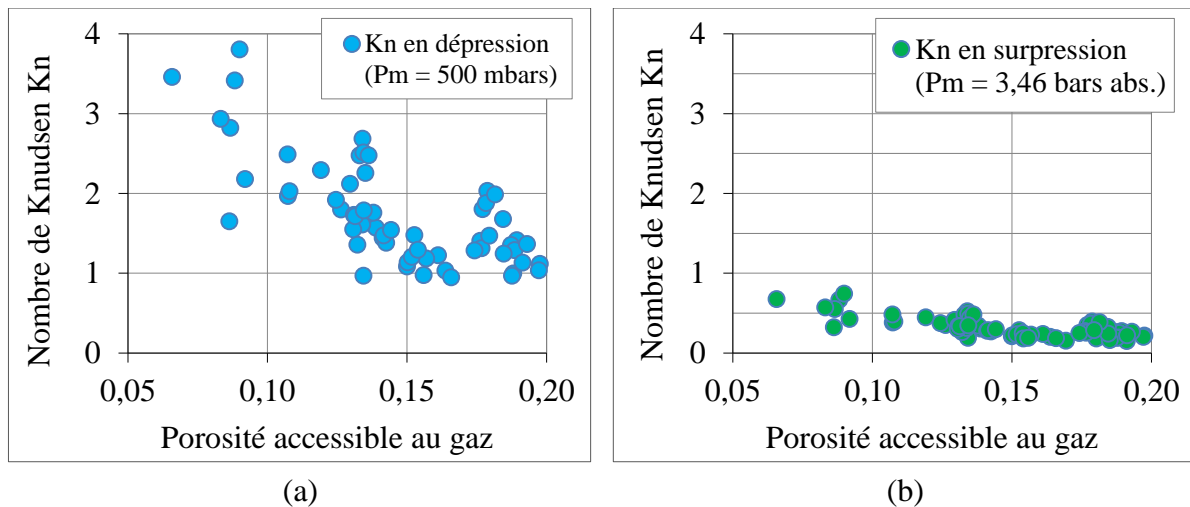


Figure 2.20. Nombre de Knudsen Kn en fonction de la porosité accessible en dépression pour $P_2 = 0,5$ mbar soit $P_m=0,5$ bar abs (a) et en surpression pour $P_1 = 4$ bars soit $P_m=3,46$ bars abs

La Figure 2.20 montre que pour toutes les porosités, Kn est supérieur à 1 en dépression indiquant que le mode d’écoulement est moléculaire si on suit le classement de Carman (1956). Au regard de ces analyses la mise en évidence de l’effet de Klinkenberg avec les mesures en dépression telle que présentée sur la Figure 2.18 et la Figure 2.17 devient discutable.

Par ailleurs, la Figure 2.19-a rappelle celle de Carman (1956) (Figure 2.11-a) et vient confirmer que pour les gammes de porosités étudiées ici, le mode d’écoulement en dépression est tel qu’on se situe essentiellement dans la zone d’influence 3 de la pression sur le coefficient de

Klinkenberg (Figure 2.10). Or on a vu que dans cette zone les régressions linéaires $k_a(1/P_m)$ pourraient conduire à des valeurs négatives de la perméabilité intrinsèque.

Dans cette étude nous avons vu que le profil de pression dans le béton n'est pas linéaire. Nous avons considéré d'abord la pression moyenne pour un profil de pression linéaire parce que c'est ce qui est généralement utilisé dans la littérature. En effet, quand on considère la pression moyenne vraie dans l'éprouvette, la perméabilité intrinsèque est 18 % supérieure à celle obtenue avec un profil de pression linéaire. Wu *et al.* (1998) également fait ce constat en jugeant l'écart réduit, ce qui est admissible. Cependant en dépression, les régressions linéaires $k_{ad}(1/P_{mv})$ conduisent à des perméabilités intrinsèques négatives et donc absurdes.

Dans la suite de notre travail, quand il s'agira de mentionner la perméabilité intrinsèque, nous considérons la pression moyenne vraie.

Ce constat remet bien évidemment en cause les résultats de la Figure 2.17 et de la Figure 2.18 qui sont alors à prendre avec précaution. En effectuant les mêmes essais sur d'autres matériaux il devra être possible de les valider ou non, ce que nous n'avons pas fait dans cette étude.

Cependant, nous proposons une approche pour calculer les perméabilités de référence à partir de celles en dépression. Puisque c'est la même approche qui est utilisée pour la cloche simple et le TPT, nous présentons d'abord les résultats expérimentaux de ces deux techniques avant de présenter par la suite l'approche de calcul des perméabilités réellement comparables à celles obtenues par le perméamètre Cembureau.

2.6.1.2. Mesure en dépression en régime non-permanent (cloche simple modifiée) et en régime permanent (double cloche)

Dans la section 2.4.6, nous avons précisé la détermination de la perméabilité à la cloche simple modifiée à partir de l'équation (Eq. 2.30). On rappelle que la vitesse de remontée qui intervient dans cette relation (Eq. 2.30) est prise comme la pente de la courbe de remontée à $t = 10$ s. Nous présentons à présent les résultats.

Calcul de k_{ac0} pour différentes valeurs de pression initiale dans la cloche P_{c0}

Les graphiques de la Figure 2.21 sont les résultats obtenus sur trois échantillons de la campagne d'essais (après séchage à 105°C).

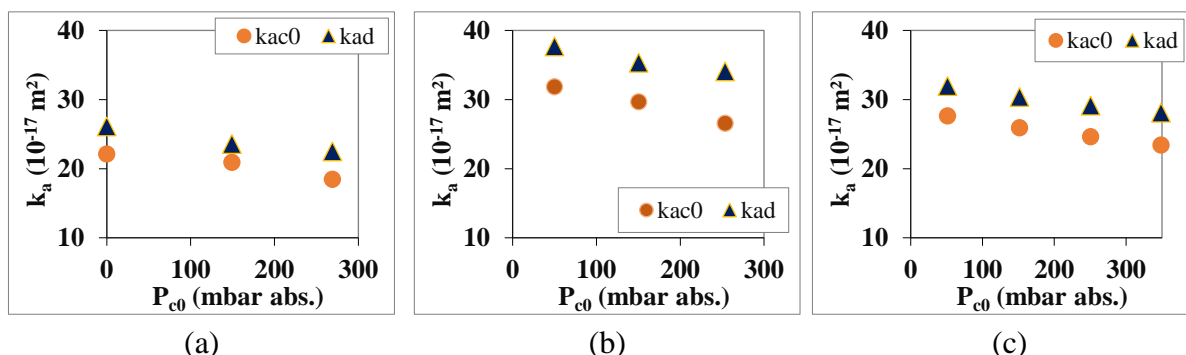


Figure 2.21. Evolution de k_{ac0} en fonction de la pression initiale dans la cloche P_{c0}

L'objectif est de comparer les perméabilités obtenues par la cloche simple à celles obtenues en régime permanent à la double cloche pour différentes valeurs de la pression initiale dans la cloche P_{c0} .

Pour toutes les pressions initiales dans la cloche en début de remontée de la pression, k_{ac0} et k_{ad} présentent un écart constant, indépendant de P_{c0} et variant entre 10 et 25 % de la valeur de perméabilité à la douche cloche pour l'ensemble des éprouvettes testées.

Nous avons introduit l'explication de cet écart en analysant l'évolution des profils de pression dans le béton au cours de la remontée de pression. Nous faisons juste un rappel et présentons comment prendre en compte cet écart. La perméabilité k_{ac0} est en réalité calculée avec le flux gazeux à la date $t = 10$ s.

Nous avons expliqué ceci : le profil de pression après les premières secondes de remontée est très proche du profil en régime permanent ($t = 0$ s), mais une perte de charge motrice dans la section transversale du béton en contact avec le vide existe tout de même. Puisque la fuite est évaluée à travers cette section du béton en contact du vide, la perte de charge motrice induit de faibles fuites et donc des perméabilités calculées à partir de ces fuites plus faibles que les perméabilités réelles.

Pour corriger cet écart, nous proposons l'approche théorique suivante (Figure 2.22).

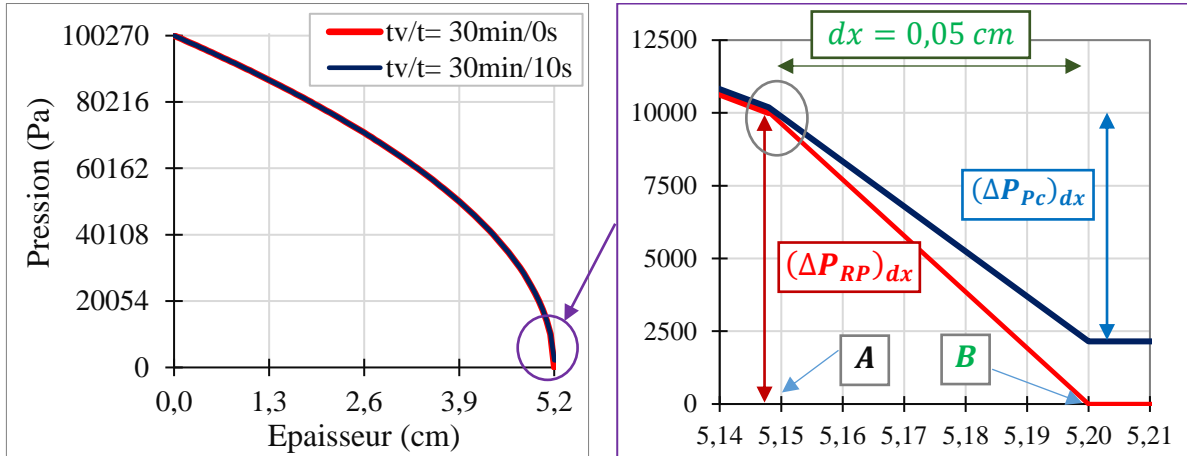


Figure 2.22. Profils de pression dans une éprouvette (épaisseur 5,2 cm) en régime permanent ($t = 0$ s) et 10 secondes après le début de la mesure

La baisse du flux gazeux correspond au rapport $\Delta P_{RP}/\Delta P_c$ défini comme suit :

$$C_x = \frac{(\Delta P_{RP})_{dx}}{(\Delta P_{Pc})_{dx}} = \frac{P_{RP}(A) - P_{RP}(B)}{P_c(A) - P_c(B)} \quad (\text{Eq. 2.54})$$

Avec : A et B des points définis sur la Figure 2.22 tels que $dx = x_B - x_A$

En considérant $dx = 0,05$ cm, pour l'ensemble des éprouvettes testées, on établit numériquement que le rapport C_x varie entre 1,11 et 1,25. On convient d'en retenir la moyenne soit environ 1,18. C'est-à-dire que l'équation (Eq. 2.30) de calcul de k_{ac0} pourrait se réécrire comme suit :

$$k_{ac0} = C_x \left[\frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_{c0}^2)} V_c \dot{P}_{c0} \right] \cong 1,18 \left[\frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_{c0}^2)} V_c \dot{P}_{c0} \right] \quad (\text{Eq. 2.55})$$

Pour vérifier cette approche, nous avons procédé à l'analyse de l'évolution du rapport C_x sur une éprouvette d'épaisseur 5,2 cm suivant toute l'épaisseur de l'éprouvette : nous avons fait varier dx de 0,05 cm à 5,2 cm. $(\Delta P_{RP})_{dx}$ est donné par le profil de pression théorique en RP

selon Verdier (2001) (Eq. 2.38) et $(\Delta P_{PC})_{dx}$ est obtenu avec la modélisation sous Castem. L'évolution de C_x est présentée sur la Figure 2.23.

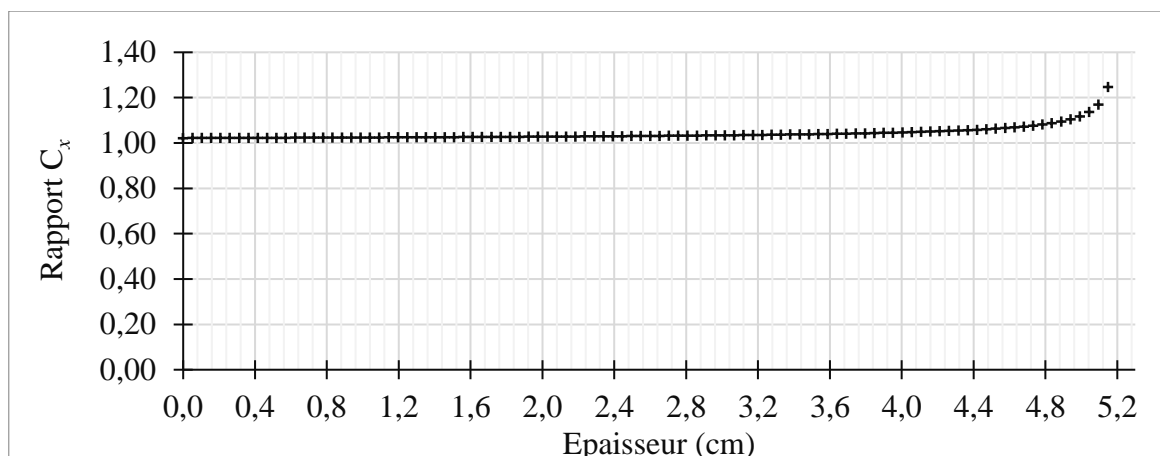


Figure 2.23. Evolution du rapport C_x suivant l'épaisseur de l'éprouvette

On remarque que le rapport C_x est sensiblement égale à 1 sur la majeure partie de l'épaisseur de l'éprouvette ce qui confirme qu'à $t = 10$ s, le profil de pression est assimilable au profil de pression en RP sur une épaisseur donnée de l'éprouvette. Dans l'épaisseur du béton en contact avec la cloche à vide (x proche de 5,2 cm), on remarque que C_x varie entre 1,10 et 1,25 pour dx compris entre 0,05 et 0,47 cm. Cette évolution est représentative de l'ensemble des éprouvettes testées et justifie la correction apportée à l'équation de calcul de k_{ac0} (Eq. 2.30).

Cette correction ainsi proposée semble cohérente avec les valeurs expérimentales. Cependant la valeur moyenne de 1,18 est déterminée sur la base de la gamme de perméabilités apparentes en jeu dans cette étude (43,0 à 0,22 10^{-17} m^2 en dépression équivalentes à 24,0 à 0,13 10^{-17} en surpression). Il est possible que pour des perméabilités plus grandes cette correction ne soit pas applicable. L'une des perspectives de cette étude est alors de proposer une étude de ce facteur C_x en fonction de la perméabilité afin de mieux affiner la correction.

Calcul de k_{ac0} pour $P_{c0} = 0,5$ mbars et comparaison avec $k_{ad}(0,5$ mbar)

Nous présentons maintenant l'ensemble des résultats obtenus sur toutes les éprouvettes testées dans notre étude (Figure 2.24a et Figure 2.24b).

La perméabilité apparente en régime permanent $k_{ad}(0,5$ mbar) est calculée à partir de la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9). La perméabilité apparente à la cloche simple k_{ac0} est calculée à partir de la relation (Eq. 2.30). Sur la Figure 2.24a et elle est calculée à partir de la relation précédente (Eq. 2.55) sur la Figure 2.24b.

On observe sur la Figure 2.24-a que les perméabilités déterminées à partir de l'équation (Eq. 2.30) de la cloche simple sont sensiblement égales aux perméabilités à la double cloche pour le même gradient de pression. L'écart observé est expliqué précédemment et la correction théorique apportée à travers la relation (Eq. 2.55) fournit une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux (Figure 2.24-b).

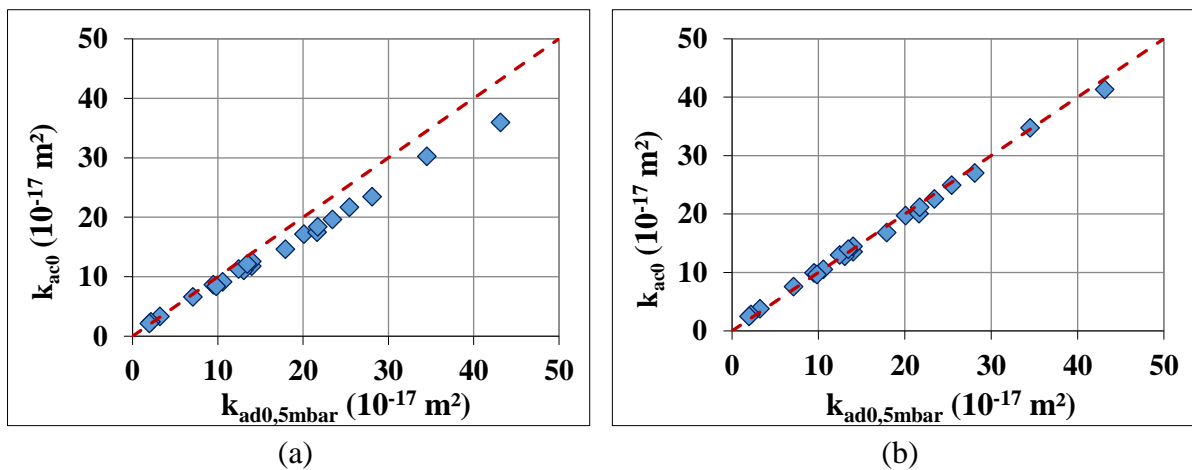


Figure 2.24. Perméabilités apparentes à la cloche simple modifiée k_{ac} et perméabilités à la double cloche k_{ad}

Pour corriger ou plutôt réduire cet écart inévitable, on peut agir sur les paramètres influençant la technique de la cloche simple dont notamment le volume de la cloche. En effet, un plus grand volume de cloche conduirait à une réduction du gradient de pression initial plus lente ce qui ralentirait la remontée de pression.

A présent nous allons présenter les résultats obtenus à partir de la cloche simple normale et le TPT quand le temps de vide est seulement égal à 60 s.

2.6.1.3. Mesure à la double cloche au TPT et à la cloche simple normale

Cas de la cloche simple normale

Ce cas de cloche fonctionne exactement comme le TPT. Il s'agit d'analyser s'il est possible à partir de l'équation (Eq. 2.35) proposée dans cette étude de calculer des perméabilités à la cloche simple comparable à celles à la double cloche k_{ad} . Nous avons testé deux échantillons avec différentes P_{c0} (Figure 2.25).

La vitesse de remontée est calculée comme dans le cas de la cloche simple modifiée mais sur les intervalles $[P_{c0}, P_{c0} + 20 \text{ mbars}]$ comme indiqué dans la section 2.4.6.4.

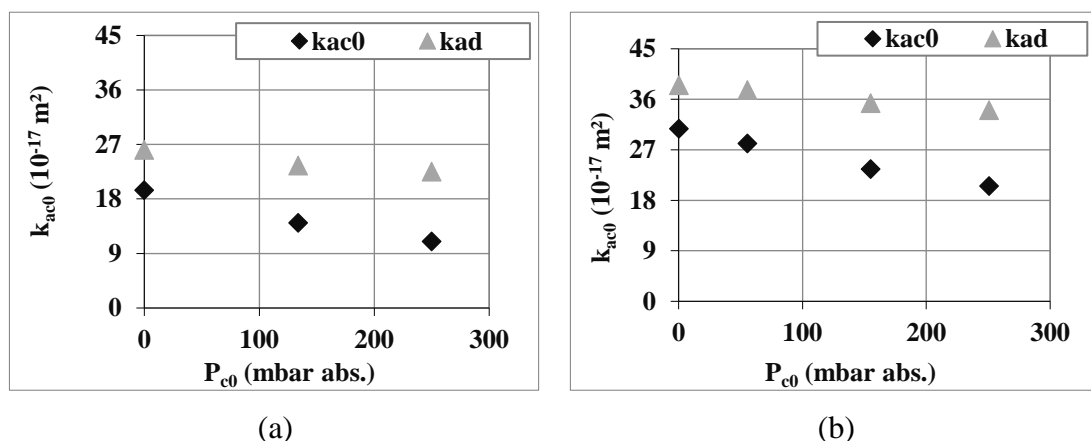


Figure 2.25. Evolution de k_{ac0} à la cloche simple normale et de k_{ad} à la double cloche en fonction de la pression P_{c0}

On remarque que l'écart avec la perméabilité en régime permanent k_{ad} devient de plus en plus important quand la pression initiale dans la cloche augmente contrairement au cas de la cloche simple modifiée (Figure 2.21). L'explication possible est : plus la pression initiale dans la

cloche est faible, plus le régime permanent peut être atteint rapidement. Pour un temps de vide identique (60 s), on est donc plus près du RP pour les faibles pressions que pour les pressions les plus fortes. En suivant le raisonnement précédent, on peut supposer que plus on est éloigné du RP plus la cloche simple sous-estime la perméabilité, d’où l’augmentation de l’écart. Comme dans le cas du TPT, il serait préférable de travailler avec une pression initiale dans la cloche P_{c0} la plus faible possible et au moins inférieure à 50 mbars.

Nous recommandons alors de considérer pour des mesures à la cloche simple une pression initiale dans la cloche P_{c0} inférieure à 50 mbars. C’est d’ailleurs ce qui est fait dans le cas du TPT ce qui nous permet alors d’utiliser la même équation (Eq. 2.35) avec les courbes de remontée fournis par l’appareil TPT dont nous présentons maintenant les résultats.

Cas du TPT

Nous présentons sur la Figure 2.26-a l’évolution de k_T mesurée avec l’appareil TPT, de k_{Te} corrigée par rapport à la longueur investiguée en utilisant dans un premier temps les corrections proposées par Torrent en fonction de la perméabilité apparente à la double cloche à 50 mbars.

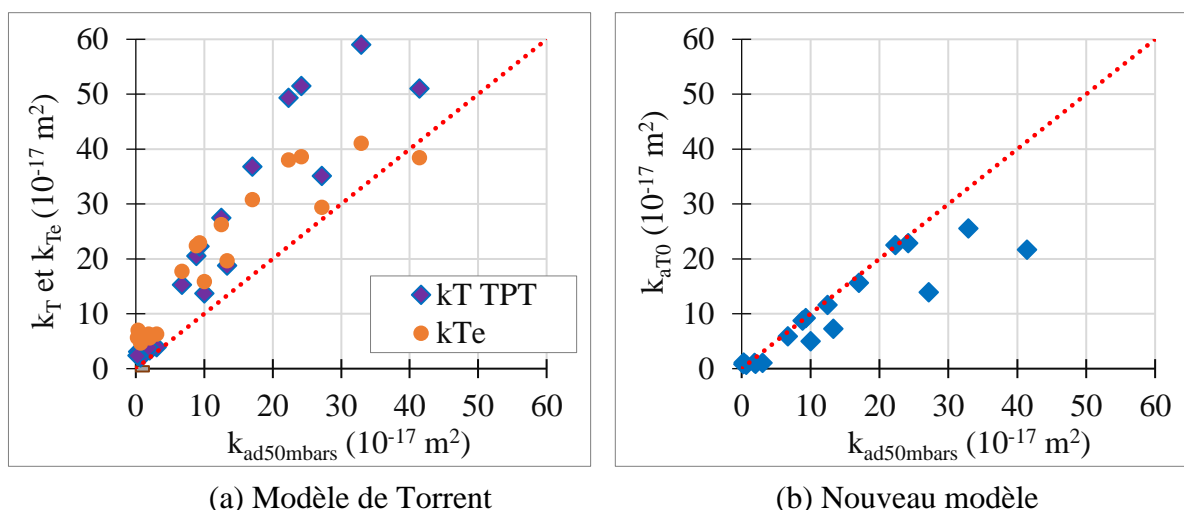


Figure 2.26. Perméabilités au TPT et à la double cloche

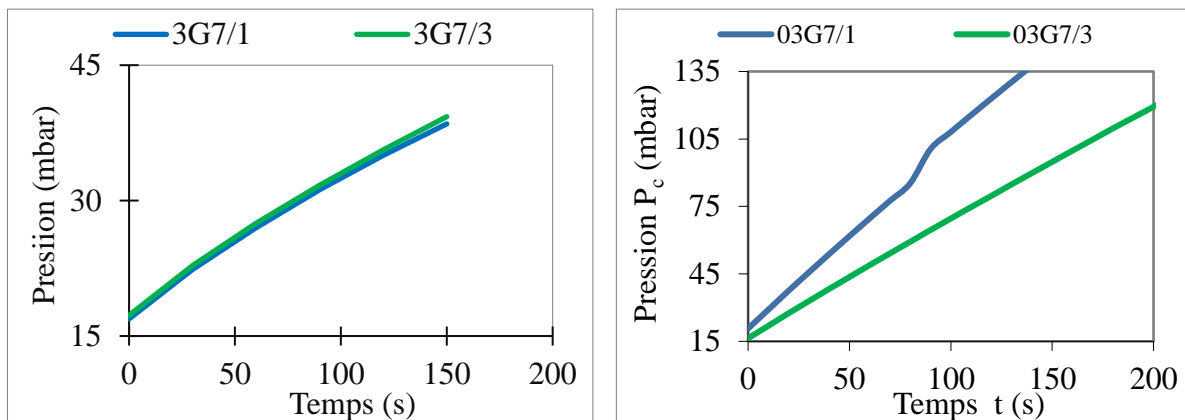
Pour les mêmes gradients de pression ($P_a - 50 \text{ mbars}$ dans le cas de la double cloche et $P_a - 35 \text{ mbars}$ dans le cas du TPT), les perméabilités obtenues par le TPT montrent un certain écart avec les résultats obtenus par la double cloche. L’écart entre k_T et $k_{ad}(50 \text{ mbars})$ varie en moyenne entre 23 % (pour les porosités accessibles élevées) à 100 % (pour les très faibles porosités accessibles). Les valeurs corrigées k_{Te} se rapprochent plus des perméabilités en dépression à la double cloche. Cet écart est sensiblement réduit notamment pour les échantillons de faibles taux de saturation en eau : dans le cas des éprouvettes testées dans notre étude, la porosité à l’eau (16% en moyenne) se rapproche de la porosité (15%) programmée dans l’appareil TPT.

On peut en conclure : lorsque le TPT est utilisé dans les conditions définies par Torrent (Torrent, 1992), il conduit à des résultats comparables à ceux à la double cloche en RP.

Maintenant, en considérant les vitesses de remontée de la pression fournies par l’appareil TPT, et en utilisant l’équation proposée dans cette étude pour la cloche simple normale (Eq. 2.35), on obtient les résultats présentés sur la Figure 2.26-b. On observe que la nouvelle équation (Eq.

2.35) conduit à des perméabilités comparables à celles en RP à la double cloche pour un certain nombre d’éprouvettes.

Dans d’autres cas, l’écart est important, probablement à cause de la problématique et de la représentativité de la zone investiguée lors d’une mesure avec le TPT. Pour justifier cette hypothèse, nous comparons les courbes de remontées de pression fournies par le TPT à celles fournies par la technique de la cloche simple sur les mêmes éprouvettes (Figure 2.27-a et -b).



(a) - TPT

(b) – Cloche simple

Figure 2.27. Courbes de remontée avec le TPT (a) et la cloche simple (b)

A partir des remontées de l’appareil TPT (Figure 2.27-a), on peut conjecturer que ces deux éprouvettes ont les mêmes remontées de pression, les valeurs de k_T données par l’appareil TPT sont d’ailleurs proches, respectivement $35,0$ et $36,8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. Or comme on peut le voir sur la Figure 2.27-b, la remontée de pression sur les mêmes éprouvettes obtenues avec la cloche simple laisse conjecturer une différence significative dans les perméabilités des deux échantillons. En effet, les perméabilités de ces deux échantillons à la double cloche sont respectivement de 28 et $17 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ ce qui confirme les tendances de la Figure 2.27-b.

Ainsi, il arrive que la courbe de remontée fournie par le TPT ne soit pas représentative de tout le volume de l’éprouvette comme dans le cas de la double cloche, ce qui n’est pas le cas de la double cloche et de la cloche simple normale où le confinement latéral et le fait que la cloche de mesure épouse toute la surface de l’éprouvette permet d’investiguer tout le volume de l’éprouvette.

Une autre explication aux différences observées sur la Figure 2.26-a est relative aux forts taux de saturation. En effet, on observe une remontée de pression artificielle dans le cas de degrés de saturation supérieurs à 80% : A ces saturations, les autres appareils (Cembureau, double cloche, cloche simple) indiquent que la perméabilité à l’air est nulle. Pourtant le TPT montre une remontée de pression significative. Cette remontée de pression suivie par le TPT semble due à la pression de la vapeur d’eau aspirée lors de la mesure comme le montre la Figure 2.28. Pour pallier ce problème, Torrent a revu la conception de la double chambre du TPT et y a ajouté une sorte de protection qui devrait empêcher le séchage partiel de l’échantillon lors de l’essai.



Figure 2.28. Remontée d'eau en surface lors de la mesure avec le TPT sur éprouvette saturée
 A présent, nous proposons une corrélation expérimentale importante pour la suite entre cette perméabilité calculée avec la relation (Eq. 2.35) et celles fournies par l'appareil TPT k_T .

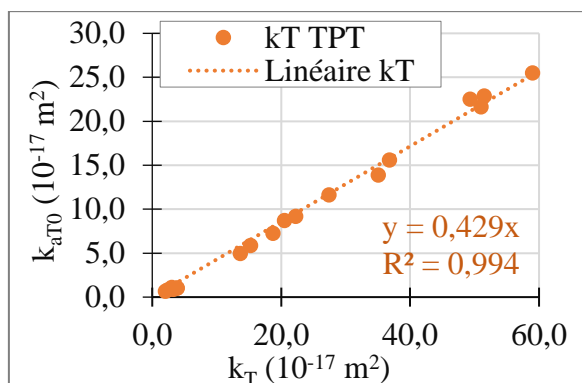


Figure 2.29. Evolution de k_{ac0} en fonction de la pression initiale dans la cloche P_{c0}

Cette corrélation est importante puisque pour utiliser la relation (Eq. 2.35) il faut connaître la porosité du matériau, ce qui n'est toujours pas le cas sur site comme nous le verrons dans le . Elle n'est pas généralisable à d'autres bétons mais peut être utilisée pour estimer k_{aT0} à partir des valeurs k_T du TPT dans le cadre de notre étude. On retient pour la suite :

$$k_{aT_0} = 0,429 k_T \quad (\text{Eq. 2.56})$$

Avec k_T : perméabilité fournie par l'appareil de mesure TPT

k_{aT_0} : perméabilité apparente à la cloche simple normale ou au TPT.

Note : k_{aT_0} correspond aussi à la perméabilité en régime permanent à la double cloche

Cette relation empirique est utilisée dans la suite de notre document pour estimer la porosité accessible. En effet, dans la relation théorique (Eq. 2.35), k_{aT_0} est exprimée en fonction de la porosité accessible au gaz. Il est alors possible à partir d'une mesure de k_T , de déduire la valeur de k_{aT_0} et d'en déduire la porosité accessible au gaz.

En résumé, pour calculer les perméabilités de référence à partir des perméabilités au Torrent, il faut considérer les courbes de remontées fournies par l'appareil, en déduire la vitesse de remontée moyenne de la pression et calculer k_{aT0} à partir de la nouvelle équation (Eq. 2.35). La perméabilité k_{aT0} ainsi calculé est une approximation de k_{ad} qui est obtenue à la double cloche pour une pression de 50 mbars.

A partir de cette dernière perméabilité on peut revenir aux perméabilités de références en utilisant l'approche de calcul des perméabilités de référence que nous présentons maintenant.

2.6.2. Approche de calcul des perméabilités de référence

En utilisant les nouvelles équations proposées dans cette étude, nous avons vu qu'il était possible à partir des perméamètres à charge variable (TPT, cloche simple) de déterminer une perméabilité apparente en dépression comparable à celle obtenue en régime permanent à la double cloche. Maintenant, nous proposons une approche de calcul qui permet de calculer les valeurs de référence k_{aref} et k_i à partir d'une valeur de perméabilité donnée en dépression (double cloche, cloche simple ou TPT). Cela revient à résoudre le problème global suivant :

Problème : on désire calculer k_{aref} et k_i connaissant une seule valeur de perméabilité apparente k_a ou k_{ad} à une pression P donnée (en dépression ou en surpression)

On a d'après Klinkenberg (1941) :

$$b_K = \frac{4c\lambda P_m}{r} \quad (\text{Eq. 2.57})$$

Avec b_K : coefficient de glissement de Klinkenberg

Pour l'air, on a $4c\lambda P_m = 0,268 \mu\text{m} \cdot \text{bar}$ pour toute pression (O'Hanlon, 2005)

En intégrant la relation précédente, la relation linéaire de Klinkenberg (1941) est :

$$k_a = k_i \left(1 + \frac{b_K}{P_m}\right) = k_i \left(1 + \frac{4c\lambda P_m}{r} \frac{1}{P_m}\right) = k_i \left(1 + \frac{0,268}{r} \frac{1}{P_m}\right) \quad (\text{Eq. 2.58})$$

On en déduit que :

$$\frac{k_a(\mathbf{2 bars})}{k_a(P)} = \frac{k_i \left(1 + \frac{0,268}{r} \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{1,568}}\right)}{k_i \left(1 + \frac{0,268}{r} \frac{\mathbf{1}}{P_m}\right)} = \frac{1 + \frac{0,171}{r}}{1 + \frac{0,268}{r} \frac{\mathbf{1}}{P_m}} \quad (\text{Eq. 2.59})$$

On peut ainsi établir plusieurs relations entre $k_a(\mathbf{2 bars})$ et les perméabilités apparentes :

$$k_{aref} = C_P k_a(P bars) \quad (\text{Eq. 2.60})$$

$$C_P = \frac{r + 0,171}{r + \frac{0,268}{P_m}} \quad (\text{Eq. 2.61})$$

Avec C_P : coefficients théoriques adimensionnel ; r : rayon caractéristique en μm .

k_{aref} : perméabilité apparente de référence : $k_{aref} = k_a(\mathbf{2 bars})$ (m^2)

$k_a(P bars)$: perméabilité apparente à une pression P donné (m^2)

La Figure 2.30 présente l'évolution de C_P pour quelques pressions : on remarque que C_P est borné entre deux valeurs (1 et $P_m/\mathbf{1,568}$) indépendamment du rayon ce qui réduit les erreurs d'approximation. Par ailleurs C_P converge rapidement vers 1 pour des rayons caractéristiques supérieurs à $3 \mu\text{m}$ ce qui peut correspondre à des bétons fissurés ou très poreux. Pour ces derniers cas, les perméabilités apparentes expérimentales sont sensiblement constantes et indépendantes de la pression d'essai (Pham *et al.*, 2018).

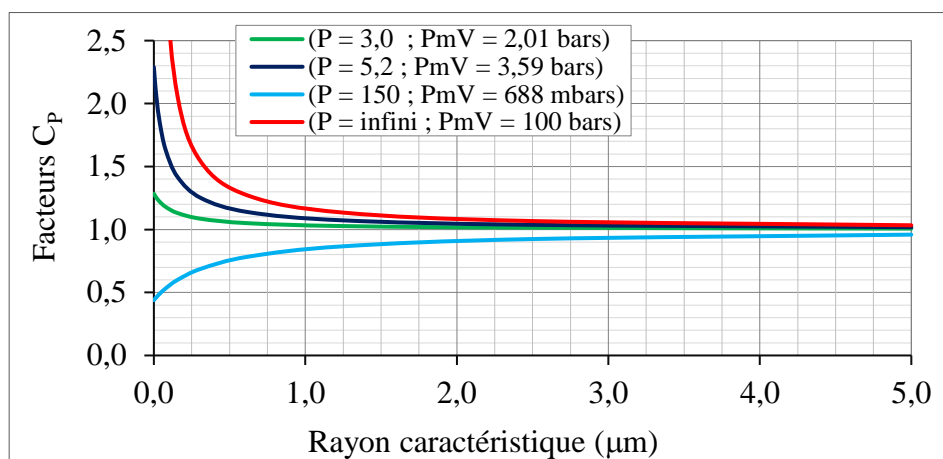


Figure 2.30. Evolution de C_p en fonction du rayon caractéristique

Si on calcule les rayons caractéristiques correspondant à chaque porosité accessible avec le modèle de Windland (Eq. 2.14), ils varient entre 0,06 et 0,26 μm . On en déduit des valeurs moyennes de C_p présentées dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7. Valeurs de C_p pour la gamme des rayons caractéristique en jeu dans notre étude

P	Valeurs de C_p	Technique de mesure
3 bars	1,20	Mesure au Cembureau
5 bars	1,51	Mesure au Cembureau
$P < 250$ mbars	0,57	Mesure en dépression (double cloche, cloche simple, ou TPT avec la nouvelle approche)

Discussion. Le calcul précis du coefficient C_p demande de connaître le rayon caractéristique. Mais, dans la pratique, la détermination de ce rayon n’est pas facile. Des modèles comme celui de Windland (Eq. 2.14) peuvent être utilisés mais ils demandent de connaître la perméabilité intrinsèque et la porosité. Or, la donnée d’entrée dans notre étude est juste une valeur de perméabilité apparente. Pour cela, et bien que les valeurs empiriques présentées dans le Tableau 2.7 soient admissibles, nous avons proposé une validation théorique de cette approche qui consiste à exprimer le coefficient de glissement et le rayon caractéristique en fonction de la porosité et d’une valeur de perméabilité apparente donnée. Ces modèles sont à ce jour indisponibles dans la littérature.

Le développement est proposé en Annexe N°5 puisqu’en considérant les données du Tableau 2.7, l’objectif de notre étude (déterminer la perméabilité apparente à 2 bars et la perméabilité intrinsèque k_i à partir d’une valeur de perméabilité fournie par la double cloche, la cloche simple, le perméamètre Torrent TPT) est atteint.

Maintenant nous proposons d’examiner si les valeurs du Tableau 2.7 sont effectivement admissibles. Nous les vérifions sur nos données expérimentales puis nous validerons l’approche sur des données issues de la littérature.

Vérification de l’approche sur nos données expérimentales et validation sur des données de la littérature

Pour vérifier cette approche, on exprime les valeurs de k_{aref} de cette étude en fonction de quelques perméabilités apparentes en fonction de la porosité accessible à l’eau. Les coefficients de C_P présentés sur la Figure 2.31 sont assez proches des coefficients présentés dans le Tableau 2.7 pour les pressions 5 bars en surpression et 150 mbars en dépression.

Pour valider l’approche, nous avons récupéré les données de la littérature présentées dans le Tableau 2.8. Une seule donnée d’entrée : la perméabilité apparente à 2 bars. Pour obtenir les données de sortie, on procède comme suit : à partir de la relation (Eq. 2.60), on calcule $k_a(3 \text{ bars})$ puis $k_a(5 \text{ bars})$, on déduit alors k_i à partir de la régression linéaire $k_a(1/P_m)$.

Tableau 2.8. Valeurs Données bibliographiques récupérées

Matériaux	Porosités accessibles à l’eau	Auteurs
Béton	0,119 à 0,139	(Verdier, 2001)
Béton	0,023 à 0,071	(Florence <i>et al.</i> , 2007)
Mortier	0,2 à 0,3	(Cassagnabere, 2007)
Mortier	0,14 à 0,20	(Binh, 2007)

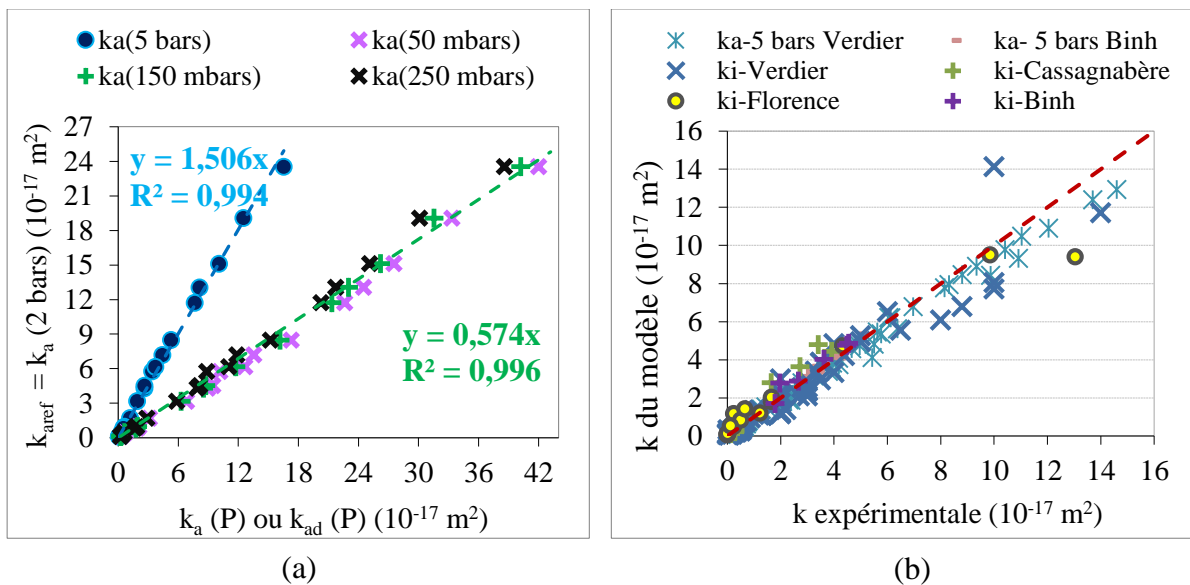


Figure 2.31. Evolution de k_{aref} en fonction de quelques perméabilités apparentes (a) et validation de l’approche (b)

Nous ne disposons pas de données expérimentales de la littérature pour valider la valeur du coefficient $C_P = 0,57$ pour des mesures en dépression (Tableau 2.7). Cependant, ce coefficient semble en accord avec le coefficient empirique proposé dans la littérature (Dushman *et al.*, 1962; Hoffman *et al.*, 1997). Ces auteurs ont en effet obtenu que la vitesse d’écoulement de l’air en mode moléculaire (Kn supérieur à 1) est sensiblement égale « 20 divisé par 11,6 » fois la vitesse du même écoulement en mode laminaire (Kn inférieure à 1).

2.7. Résultats de la modélisation et comparaison avec les résultats expérimentaux

2.7.1. Cinétiques de débit numérique et expérimentale

La Figure 2.32 présente les cinétiques de débits expérimentales (obtenues lors de la campagne expérimentale décrite en section 2.3.3) et les cinétiques de débits obtenues à partir de l'analogie thermique.

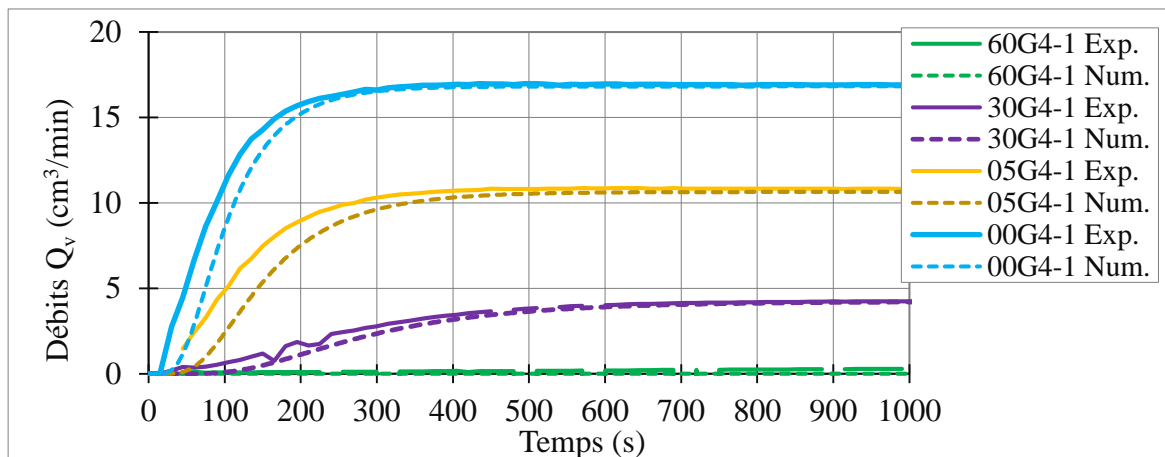


Figure 2.32. Cinétiques de débits en surpression en RP simulés et expérimentaux (Cembureau) pour $P_1 = 201325$ Pa et $P_2 = 101325$ Pa (Pressions absolues)

Les cinétiques de débits simulés sont assez proches des cinétiques de débits expérimentaux avec notamment le débit en régime permanent en simulation qui correspond au débit en régime permanent obtenu expérimentalement.

L'analyse de ces graphiques montre trois parties :

- Dans les premières secondes, le débit est nul. L'analyse des profils de pression montre que pendant ces premières secondes, il n'y a pas de variation de pression à la sortie de l'éprouvette, c'est ce qui explique pourquoi le débit mesuré à ce point de l'éprouvette est nul. En fait, la pression met un peu de temps avant d'atteindre la face opposée, pendant ce temps, le débit mesuré à cette face opposée est nul
- Ensuite le gaz percole à travers toute l'épaisseur de l'échantillon et le débit augmente dans le temps pour se stabiliser progressivement en régime permanent.

Les cinétiques de débits en dépression sont similaires à celles en surpression. Nous ne les présentons pas dans ce document. Nous pouvons alors passer à la détermination du TERPE.

2.7.2. TERPE théoriques, numériques et expérimentaux

Dans cette partie, nous présentons les valeurs des Temps d'Etablissement du Régime Permanent en surpression au Cembureau. On rappelle que nous avons considéré comme TERPE expérimental, le temps à partir duquel le débit atteint 99,95% de sa valeur maximale.

Dans le cas de la cinétique expérimentale du débit, il arrive parfois que le débit se stabilise parfaitement comme c'est le cas numériquement, mais il arrive aussi souvent que le débit oscille entre plusieurs valeurs sans se stabiliser parfaitement sur une valeur précise. Expérimentalement, la valeur maximale du débit est alors établie en procédant à l'acquisition du débit durant un temps très grand (au moins 1,5 fois le TERPE attendu). Nous schématisons ce principe de détermination du TERPE comme suit :

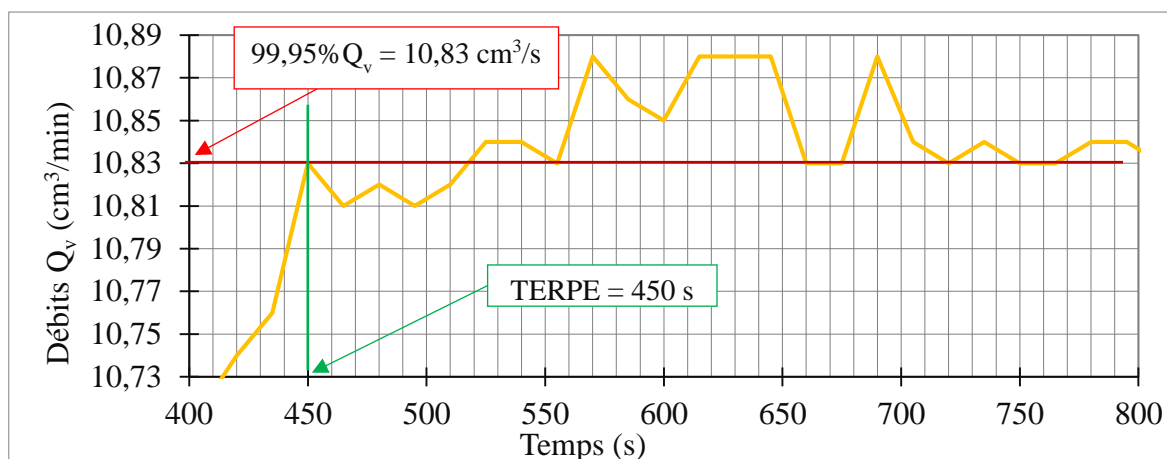


Figure 2.33. Détermination du TERPE à partir de la cinétique numérique du débit

On peut remarquer que même si visuellement le débit expérimental semble stabilisé et constant au bout de 400 secondes environ (Figure 2.32), il n’en est pas réellement le cas lorsqu’on agrandit l’échelle (Figure 2.33). Dans le cas de l’éprouvette illustrée sur la Figure 2.33, le débit varie de 1% environ sur plus de trente minutes. Nous pouvons considérer que le régime permanent est atteint et nous relevons le TERPE comme mentionné sur la Figure 2.33. Nous présentons maintenant les résultats obtenus pour une éprouvette de notre étude.

Tableau 2.9. Calcul du TERPE à partir de k_a et de la porosité accessible au gaz $(1-Sr)\phi_e$.

Saturation Sr	$Sr = 45 \%$	$Sr = 30 \%$	$Sr = 20 \%$	$Sr = 03 \%$	$Sr = 00 \%$
t_{RP} théorique (Eq. 2.52)	1234	505	434	242	166
t_{RP} expérimental	1112	404	394	218	149
t_{RP} Castem	1222	515	429	235	155

Les variations obtenues entre les différents temps (simulation Castem, théorique et expérimentales) ne sont pas particulièrement importantes. Les variations peuvent s’expliquer par le fait que le TERPE théorique (Eq. 2.52) est précisément le temps qu’il faut pour être en régime permanent alors qu’expérimentalement, il peut arriver que le débit se stabilise pas parfaitement comme supposé dans cette équation théorique. En Annexe N°4, nous présentons quelques recommandations pour obtenir un TERPE expérimental au Cembureau assez correcte.

Les valeurs données par la solution théorique (Eq. 2.52) que nous proposons concordent avec les valeurs expérimentales et celles de la modélisation. Nous avons d’ailleurs appliqué cette équation sur des données issues de la littérature avec des résultats intéressants, nous présentons les résultats en Annexe N°6.

Dans le cas des forts degrés de saturation ($Sr > 60\%$), le TERPE est au voisinage d’une heure. Il a été compliqué expérimentalement d’attendre que le régime se stabilise parfaitement. En effet, nous avons disposé de 10 heures pour effectuer les essais avec les quatre techniques de mesure de la perméabilité étudiées, il n’était pas alors possible de consacrer une heure à une seule mesure. Pour ces états de saturation, il arrive aussi que le débit ne se stabilise pas réellement et présente une dérive. Nous avons suivi les masses des échantillons durant les essais

et n’avons pas observé de variation globale du degré de saturation. Cependant il est possible que, sous l’effet de la pression, des mouvements internes d’eau naissent à l’échelle des pores. Ainsi, dans le matériau, il peut avoir des surpressions localement dans certains pores du matériau. L’évacuation de ces surpressions peut conduire à des variations de débit. La prédiction expérimentale du TERPE devient discutable dans ces cas (Verdier, 2001).

2.7.3. Prédiction de la porosité à partir du TERPE et à partir d’une mesure au TPT

Nous disposons des TERPE expérimental et des mesures au TPT pour estimer la porosité accessible. Dans le Chapitre 5, nous ne pourrions utiliser que la prédiction à partir des mesures de perméabilité au Torrent TPT. Le Tableau 2.10 présente les valeurs de porosités accessibles calculées et de porosités accessibles théoriques obtenues à partir de la relation $(1-Sr)\phi_e$.

Tableau 2.10. Calcul de la porosité accessible au gaz expérimentale à partir du TERPE expérimentale et du débit mesuré et à partir de perméabilité mesurée avec le TPT puis comparaison avec la porosité accessible théorique $(1-Sr)\phi_e$

Saturation Sr	Sr = 45 %	Sr = 30 %	Sr = 20 %	Sr = 03 %	Sr = 00 %
Porosité théorique $(1-Sr).\phi_e$	9,00%	12,33%	13,54%	15,92%	16,40%
Porosité à partir du TERPE	8,18%	11,08%	12,09%	13,34%	15,05%
Porosité à partir de k_T - TPT	8,69%	11,17%	12,77%	15,22%	15,91%

Les résultats de porosités calculées à partir du TERPE avec la relation (Eq. 2.53) montrent que les écarts entre les TERPE théoriques et expérimentaux présentés dans le Tableau 2.9 sont admissibles. Les faibles écarts entre la porosité expérimentale calculée à partir du TERPE expérimental et la porosité théorique montrent que la mesure de débit en régime permanent peut donc être utilisée pour déterminer la porosité accessible au gaz. A l’état sec, et dans tous les états de saturation d’ailleurs, cette porosité expérimentale est différente de la porosité accessible à l’eau. En effet, une partie de la porosité à l’eau est constituée de bras morts alors que la porosité mesurée lors d’un essai de perméabilité est la part de porosité qui participe aux cheminements de transfert

Pour ce qui est de la prédiction de la porosité accessible à partir des mesures au TPT. A partir de la perméabilité mesurée k_T , on utilise la relation empirique (Eq. 2.56) pour déduire la valeur de la perméabilité apparente en dépression en régime permanent k_{aT0} . Puis, connaissant la vitesse de remontée de la pression (fournie par l’appareil), on déduit la porosité accessible à partir de la relation (Eq. 2.35). Les valeurs de porosités accessibles obtenues ainsi concordent avec la porosité accessible théorique, mais il faut rappeler que la relation empirique entre k_T et k_{aT0} (Eq. 2.56) est établie à partir des éprouvettes dont les porosités sont calculées. Nous analyserons la pertinence de cette approche à partir des mesures au TPT sur les dalles ENDE (Chapitre 5). La porosité ainsi calculée sera utilisée ensuite pour prédire le TERPE des dalles.

2.8. Conclusion du Chapitre 2

Il a été question dans ce chapitre de deux principales études :

- Normalisation de la mesure de perméabilité au laboratoire et sur site,
- Etude du Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Écoulement (TERPE).

De la normalisation de la mesure de perméabilité du béton. Le problème résolu est le calcul de la perméabilité apparente en régime permanent à 2 bars k_{aref} et la perméabilités intrinsèque k_i au sens de Klinkenberg du béton quelle que soit la technique de mesure utilisée.

Dans cette étude, nous avons étudié quatre techniques de mesure : le perméamètre Cembureau, la double cloche qui est une reprise du Cembureau mais avec des pressions d'essais situées en dessous de la pression atmosphérique, la cloche simple (normale et modifiée) et le TPT qui sont des perméamètres à charge variable. Le perméamètre Cembureau étant le plus utilisé, nous l'avons retenu comme perméamètre de référence et nous avons proposé une approche en partie théorique et en partie empirique pour calculer les perméabilités de référence à partir des données expérimentales des autres techniques de mesure.

En résumé, nous sommes partis d'une approche théorique générale de calcul de la perméabilité (Equations de Darcy – Hagen – Poiseuille) pour établir des équations théoriques de calcul de la perméabilité au Cembureau (connaissance générale), à la double cloche (nouveau), à la cloche simple normale (nouveau), à la cloche simple modifiée (nouveau). Nous avons vérifié l'ensemble des nouvelles équations de calcul de la perméabilité avec les résultats d'une campagne expérimentale. Puis en considérant la théorie de Klinkenberg, nous avons complété ces équations par des équations complémentaires en partie théoriques et en partie empiriques afin de calculer des perméabilités comparables aux perméabilités mesurées par le perméamètre Cembureau à partir des techniques de la double cloche, de la cloche simple modifiée, de la cloche simple normale et du TPT. Il est à présent possible d'utiliser n'importe laquelle de ces techniques en fonction des conditions d'expérimentations et de comparer les résultats entre eux

De la détermination du TERPE. Le problème résolu est la mise en relation théorique du TERPE, de la perméabilité et de la porosité accessible au gaz. Nous avons procédé à une étude théorique, numérique et expérimentale du TERPE. Nous avons obtenu que le TERPE dépend de la porosité accessible et de la perméabilité du matériau. La relation théorique proposée présente un double intérêt. Il est en effet possible à partir de cette étude de prédire les porosités accessibles sur site connaissant la perméabilité et le TERPE du matériau. Il est également possible de prédire le TERPE à partir de la perméabilité et de la porosité.

Nous avons étendu ce résultat aux perméamètres en régime non permanent notamment au perméamètre Torrent TPT. Nous avons en effet vu qu'il était possible de prédire la porosité accessible du matériau à partir de mesures avec le perméamètre Torrent TPT. Ce dernier résultat est utile et sera essentiellement utilisé dans le Chapitre 5 pour prédire la porosité accessible et notamment le TERPE sur site à partir de mesures avec le TPT sur site.

Avant de proposer les résultats de ces calculs du TERPE sur site, nous proposons d'abord l'étude des interactions entre la perméabilité et son état d'endommagement.

C HAPITRE 3

ETUDE DE LA PERMEABILITE DU BETON SOUS CONTRAINTES HYDRIQUE, THERMIQUE ET MECANIQUE

SOMMAIRE CHAPITRE 3

3.1. Introduction	99
3.1.1. Contexte et justification.....	99
3.1.2. Etude bibliographique	100
3.1.2.1. Impact de la saturation sur les propriétés mécaniques et de transfert.....	100
3.1.2.2. Effet de la température	102
3.1.2.3. Effet de la charge mécanique	104
3.1.2.4. Effet du couplage endommagement thermique - mécanique sur la perméabilité.....	108
3.1.2.5. Synthèse de l'étude bibliographique et résultats attendus de notre étude	109
3.1.3. Objectifs spécifiques et structure du chapitre	109
3.2. Approche théorique.....	111
3.2.1. Calcul des propriétés de transfert (perméabilité).....	111
3.2.2. Détermination du module instantané E et de la résistance en compression.....	111
3.2.3. Détermination de l'endommagement	112
3.3. Description des campagnes expérimentales	113
3.3.1. Mesure des propriétés mécaniques du béton sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M)	113
3.3.1.1. Mesure de Rc et E en fonction de l'état hydrique	114
3.3.1.2. Programme expérimental pour la mesure de Rc et E après sollicitation thermique	114
3.3.1.3. Mesure du module E pendant le chargement mécanique	115
3.3.2. Mesure de la perméabilité sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M)	115
3.3.2.1. Mesure de la perméabilité k en fonction de l'état hydrique	115
3.3.2.2. Mesure de la perméabilité en fonction de la température.....	116
3.3.2.3. Mesure de la perméabilité sous charge mécanique	116
3.4. Résultats des expérimentations et analyses	118
3.4.1. Evolution des propriétés mécaniques en fonction des différentes contraintes.....	118
3.4.1.1. Evolution de Rc, de E et de D_H en fonction de l'état hydrique	118
3.4.1.2. Evolution de Rc, de E et de D_{TH} en fonction de la température	121
3.4.1.3. Evolution de E et de D_{HM} en fonction de la contrainte mécanique	125
3.4.2. Influence de l'état hydrique, de la température et de la sollicitation mécanique sur la perméabilité 125	
3.4.2.1. Perméabilité en fonction de l'état hydrique k(Sr)	125
3.4.2.2. Perméabilité en fonction de la température et de la saturation.....	128
3.4.2.3. Perméabilité en fonction du chargement mécanique.....	132
3.5. Conclusion du Chapitre 3	136

3.1. Introduction

3.1.1. Contexte et justification

Nous avons vu que la mesure de fuite au laboratoire comme sur site constitue une problématique majeure à la maîtrise de la perméabilité du béton parce que cette mesure est étroitement liée aux conditions d'essais, indépendamment du matériau testé. Nous avons étudié dans le Chapitre 2 diverses techniques de mesure au laboratoire et sur site afin d'harmoniser les résultats de ces techniques. Cependant la normalisation de la mesure de la perméabilité n'a été qu'un préalable indispensable à la maîtrise de cette grandeur physique qui évalue la capacité du matériau à être traversé par un fluide sous un gradient de pression.

En effet, la perméabilité du béton (des enceintes de confinement) est fortement tributaire des évolutions de la structure dans le temps. Elle varie au cours de la vie de l'enceinte que celle-ci soit en conditions d'usages normal, accidentelles ou en épreuve enceinte. Le constat réalisé sur certaines enceintes de confinement du parc nucléaire français au fil des épreuves enceinte est une augmentation du taux de fuite en air. Certains facteurs responsables de cette augmentation sont connus et il s'agit :

- Du vieillissement du béton (retrait, fluage induisant des pertes de précontrainte).
- De l'endommagement du béton lors de l'épreuve enceinte,
- De la dessiccation du béton,
- Des modifications de la porosité et la création de cheminements préférentiels en épreuve par fissuration (Laghcha, 2006; Verdier *et al.*, 2002).

Puisqu'il apparaît que les épreuves enceintes sont des essais qui participent à un endommagement progressif des enceintes (Choinska, 2006), au nombre des approches du projet ENDE pour suivre l'évolution des enceintes avec les techniques de CND, il figure le suivi du module de Young du béton. Connaissant le module de Young initial du matériau, il est alors possible de calculer l'endommagement global du matériau. Cet endommagement global intègre tous les paramètres précédemment cités et qui sont responsables de la dégradation du béton. L'objectif général de la présente étude est de proposer un modèle de suivi de l'évolution de la perméabilité en fonction de cet endommagement global.

Pour que ce modèle soit efficace, il faut alors représenter toutes les causes de dégradation du béton au laboratoire et cela peut passer par une modélisation thermo-hydro-mécanique globale de l'enceinte. Le projet MACENA a financé une thèse pour répondre à cette problématique (Chhun, 2017). Dans le cadre de notre étude nous proposerons alors une approche empirique simplificatrice. Nous en avons d'ailleurs précisé les contours dans le Chapitre 1 : nous nous intéressons à une zone du béton dite de fuite diffuse sans macro-fissuration.

Pour simuler au mieux les contraintes en jeu au laboratoire, des éprouvettes de béton ont été soumises à différents niveaux de saturation, de température et de charges mécaniques.

Ce chapitre étudie ainsi deux propriétés du béton :

- L'évolution du module de Young du matériau en fonction des états du matériau étudié,
- L'évolution de la perméabilité en fonction des états du matériau étudié.

On rappelle que les états considérés sont : état d'endommagement hydrique et départ d'eau associé (état 0), état d'endommagement mécanique (état 1), état d'endommagement thermique (état 2).

Ainsi ce chapitre étudie au préalable l'évolution des modules en fonction de l'évolution de ces trois états considérés, avant d'étudier l'évolution de la perméabilité pour, conclure sur les modèles perméabilité – endommagement relatif à chacun des états du matériau. Pour mieux introduire l'objectif et la structure du chapitre, l'état de l'art est d'abord présenté.

3.1.2. Etude bibliographique

3.1.2.1. Impact de la saturation sur les propriétés mécaniques et de transfert

Le degré de saturation en eau du béton évalue la quantité d'eau présente dans les pores du matériau. Pour faire varier ce degré de saturation et analyser l'influence de sa variation sur les propriétés du béton, on procède au séchage du matériau à l'air ambiant (comme sur site), en humidité contrôlée ou en étuve. Il s'agit donc ici de présenter l'influence du séchage du béton sur les propriétés mécaniques et de transfert.

Impact de l'état hydrique sur la résistance en compression R_c

Le séchage conduit à une augmentation de la résistance en compression (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Vu, 2007; Yurtdas, 2003). En testant en parallèle des éprouvettes de mortier et de béton saturées en eau, laissées en dessiccation dans une atmosphère contrôlée, séchées à 60 °C jusqu'à poids constant, Burlion *et al.* (2003) ont fait les observations suivantes :

- Les résistances de compression uniaxiale des éprouvettes saturées en eau sont inférieures à celles des éprouvettes en dessiccation et celles des éprouvettes séchées en four,
- L'effet de la dessiccation sur la résistance maximale a été mis en évidence : elle augmente d'environ 20 % en partant de la valeur obtenue pour les éprouvettes saturées en eau pour rejoindre celle atteinte par les éprouvettes séchées au four.

A partir de ces résultats, il apparait que la dessiccation est le principal facteur d'influence de la résistance mécanique lors du séchage du matériau (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Yurtdas, 2003). Les causes de l'augmentation de la résistance en compression lors de son séchage sont identifiées :

- Le retrait de dessiccation par variation de la dépression capillaire du matériau à matrice cimentaire, des pressions de disjonction et des énergies de surface (Acker, 1988; Bazant et Wittmann, 1982). Il s'agit de la succion capillaire, générée pendant l'évaporation de l'eau libre de pores capillaires qui d'ailleurs peut être considéré comme le mécanisme dominant lors du séchage du matériau (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Yurtdas, 2003). Cet effet conduit à une rigidification du matériau qui agit comme une compression isotrope du squelette granulaire, le matériau se comporte donc comme un béton précontraint avec une résistance plus élevée (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Yurtdas, 2003). Il y aura donc augmentation de la résistance à la compression, même sans gradient hydrique.
- La présence de gradients hydriques du fait de la non uniformité de l'humidité interne dans la structure du béton (Bazant et Wittmann, 1982; Bisschop *et al.*, 2001). Les déformations de retrait sont alors empêchées par effet structurel : le cœur sèche moins vite que la surface

et empêche le retrait de celle-ci. Ceci induit une contraction et une microfissuration dans la zone externe de l'échantillon. La contraction de la zone externe sur le cœur conduit à un confinement du cœur de l'échantillon. Ce dernier confinement latéral induira donc une augmentation de la résistance selon la direction perpendiculaire (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Yurtdas, 2003).

Impact de l'état hydrique sur le module instantané E

Puisque le champ d'humidité n'est pas uniforme dans l'éprouvette, certains auteurs préfèrent utiliser le terme « raideur élastique » par rapport au terme « module de Young » (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003). Nous ne faisons pas cette distinction dans notre étude et considérons que la quantité « E » évaluée permet d'évaluer la réponse élasto-plastique endommageable du matériau.

Dans la littérature, il est généralement mentionné la baisse du module d'élasticité des matériaux cimentaires (mortier et béton) durant leur séchage (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003; Hearn, 1999; Szczesniak *et al.*, 2007; Vu, 2007; Yurtdas *et al.*, 2004). Les causes de la baisse du module d'élasticité du matériau lors de son séchage sont identifiées et on peut citer :

- L'effet des inclusions (granulats) illustré comme sur la Figure 3.1. Le développement des fissures ainsi illustré est dû à l'hétérogénéité du béton du mortier et de la pâte de ciment. En termes de mécanique de la rupture, le liant (mortier) autour du gros granulats est considéré comme homogène. Cependant, Hearn (1999) remarque qu'à l'échelle microscopique, l'hétérogénéité de la pâte de ciment durcie entraîne des contraintes suffisamment élevées pour provoquer des fissures. Ainsi, lors du séchage, la différence de module d'élasticité entre le ciment hydraté et les résidus de clinker, la pâte de ciment durcie et l'agrégat fin, le mortier et les gros agrégats entraînera des fissures circonférentielles et radiales sur tous les niveaux de l'échelle fractale dans le béton (Hearn, 1999).

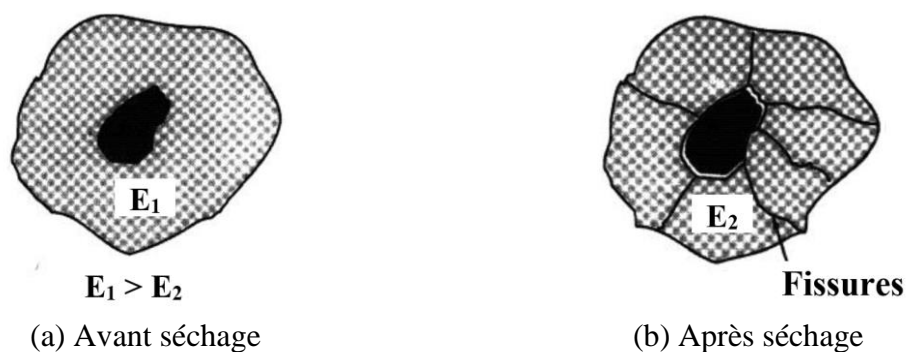


Figure 3.1. Effet du séchage en présence d'inclusions (Hearn, 1999)

- La dessiccation qui conduit à la microfissuration structurelle : lors du départ des eaux libres des pores capillaires, cette microfissuration est due à une différence de contraction entre les parties internes et externes de l'éprouvette. La fissuration est suivie de la baisse du module d'élasticité (Bažant, 1970).
- Les particules solides deviennent comprimées en raison de leur tension superficielle, selon l'humidité. Cette compression résulte de l'état d'équilibre statique et suit immédiatement le changement d'humidité (Bažant, 1970).

Ces différentes raisons ont un impact sur le béton lors du séchage. Cependant, le comportement du matériau lors du séchage est également impacté par la qualité du béton (Bažant, 1970; Bazant et Wittmann, 1982). Par exemple, pour un béton est de qualité suffisante, le processus de séchage et ses effets sont ralentis. Lorsque le rapport eau/ciment ou ciment/granulat augmente, le retrait est plus important lors du séchage (Bazant et Wittmann, 1982) avec pour conséquence une diminution plus prononcée du module E.

Impact de l'état hydrique sur les propriétés de transfert et modèles

Le séchage conduit à la désaturation du béton qui se traduit par les départs des eaux libres et des eaux adsorbées. Ces départs d'eaux sont synonymes de libération des pores du béton qui constituent alors des cheminements de transferts accessibles au gaz dans le matériau. De même la présence de microfissurations induites par le retrait, comme expliqué ci-dessus, peut constituer des cheminements de transfert supplémentaires s'ils sont connectés.

L'impact du départ de ces eaux sur la perméabilité a été largement étudié dans la littérature (Carcassès *et al.*, 2001; Z. A. Kameche *et al.*, 2014; Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004; Ranaivomanana *et al.*, 2013; Romer, 2005; Zhang et Zhang, 2014).

Il existe, dans la littérature, différentes relations proposant d'estimer la perméabilité relative k_{rg} . Cette dernière traduit la réduction de perméabilité avec la saturation et s'obtient en divisant la perméabilité obtenue à un état de saturation donné par la perméabilité à l'état sec. Le modèle de Van Genuchten (Corey, 1954; Van Genuchten, 1980) est le plus employé en génie civil pour estimer cette perméabilité relative.

$$k_{Sr_r}(Sr) = (1 - Sr)^q \cdot (1 - Sr^{1/m})^{2m} \tag{Eq. 3.1}$$

Avec q et m : coefficients fonction du matériau à déterminer expérimentalement

Le Tableau 3.1 présente des valeurs de q et m de la littérature. Dans la littérature beaucoup d'essais ont été réalisés et conduisent à des valeurs de q comprises entre 3.5 et 5.5 et des valeurs de m comprises entre 0,44 et 0,6.

Tableau 3.1. Valeurs des paramètres de calage du modèle de Van Genuchten

Paramètres		Matériau testé	Auteurs
q	m		
0,5	-	Sols	(Van Genuchten, 1980)
-	0,44	Béton ordinaire	(Mainguy <i>et al.</i> , 2001)
-	0,49	BHP	(Baroghel-Bouny, 1994)
-	0,51	Béton ordinaire	(Pont <i>et al.</i> , 2004)
5,5	0,56		(Monlouis-Bonnaire <i>et al.</i> , 2004)
3,5 - 4,5	0,5		(Jason, 2004; Z. A. Kameche <i>et al.</i> , 2014; Z. E.-A. Kameche <i>et al.</i> , 2014)

3.1.2.2. Effet de la température

Impact de la température sur les propriétés structurales du béton

Au nombre des modifications physico-chimiques, il faut relever que l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton entre 30 et 105°C par évaporation. L'eau non liée est complètement éliminée à 120°C. La vapeur d'eau, issue de l'eau libre et de l'eau chimiquement liée, remplit le réseau poreux et tend à s'échapper du béton. Lorsqu'elle n'arrive pas à le faire,

la pression de la vapeur augmente. Le gypse et l'ettringite se déshydratent dès 80°C (Baroghel-Bouny, 1994). Entre 110°C et 170°C, une double réaction endothermique peut avoir lieu correspondant à la décomposition du gypse (Noumowe *et al.*, 1996) et de l'ettringite, accompagnée de la perte d'une partie de l'eau liée des carbo-aluminates hydratés, peut avoir lieu. Selon certains auteurs, la déshydratation des C-S-H a lieu à partir de 105 °C (Baroghel-Bouny, 1994; Bazant et Wittmann, 1982; Harmathy, 1970).

Par ailleurs, lorsqu'on soumet le béton à des sollicitations thermiques, il peut y avoir des gradients de température au sein du matériau qui provoquent des déséquilibres hydriques (migration d'eau, variations locales d'humidité), causés par le séchage et l'humidification, et des endommagements de la microstructure (Haniche, 2011; Khoury *et al.*, 1985). Les résultats de Pliya *et al.* ont montré que, lors du chauffage, la pression de vapeur augmente au centre de l'éprouvette et peut atteindre la résistance en traction du béton (de Morais *et al.*, 2009). Cependant, pour Dal Pont, la déshydratation est le phénomène le plus important entraîné par l'élévation de température dans la pâte de ciment (Pont *et al.*, 2004). La déshydratation conduit en effet à une modification de la géométrie de la microstructure. En somme, ce sont donc des phénomènes de surpression interne, de déshydratation et de transformations cristallines qui induisent des modifications structurales et dimensionnelles du béton aux niveaux micro et macroscopique.

Ces modifications conduisent à la microfissuration du béton (Cruz et Gillen, 1980) et peuvent se produire lors de la montée en température, mais également lors du refroidissement (Chen, 2011; Noumowe, 1995). Dans les deux cas, les fissurations dans le béton sous sollicitations thermiques ont deux origines : la pâte de ciment et les granulats. Pour expliquer ces types de fissuration qui peuvent se produire dans un béton sous température, considérons le comportement d'une inclusion, le granulat, dans une matrice, ici, la pâte de ciment. D'après le modèle de l'inclusion sphérique de Hettema (1996), lorsque la dilatation due aux effets de la température de la matrice est supérieure à celle de l'inclusion, les fissures se développent à l'interface matrice-inclusion par décohésion (fissures tangentielles) (Hettema, 1996). C'est ainsi le cas du béton pour des températures inférieures à 150 °C : la pâte se dilate beaucoup plus que le granulat (Fu *et al.*, 2004). Inversement, lorsque la dilatation due aux effets de la température de la matrice est inférieure à celle de l'inclusion, des fissures radiales se forment au sein de la matrice (Hettema, 1996) sur des éprouvettes cylindriques. C'est également le cas du béton pour des températures supérieures à 150°C.

En conséquence, la fissuration thermique comprend à la fois la création de nouveaux pores (vides) et l'élargissement irréversible des pores préexistants (Lion, 2004). De plus, l'élargissement des pores favorise la destruction des particules de pâte servant de cloisons aux pores (Noumowe, 1995). La porosité du béton s'en trouve fortement augmentée.

Impact de la température sur les propriétés de transfert

Dans notre étude nous travaillons sur l'impact de la température sur la perméabilité après retour à température ambiante. Nous ne présentons donc pas les modifications des propriétés du gaz sous l'effet de la température (phénomène d'Arrhénius).

Il est observé que la perméabilité du béton augmente après une sollicitation thermique. Cette augmentation de la perméabilité du matériau endommagé thermiquement est largement mise en évidence dans la littérature : la perméabilité de mortier de ciment est triplée lors d'un traitement

thermique à 250°C par rapport à sa valeur à 20°C (Lion *et al.*, 2005). Les microfissurations causées lors de l'échauffement induisent une augmentation de la perméabilité qui est selon certains auteurs est étroitement liée au phénomène d'écaillage dans le béton à une température élevée (Noumowe *et al.*, 2009). La sollicitation thermique semble mettre en jeu des phénomènes au cœur et à la surface du matériau. Quoiqu'il en soit, les cheminements de transferts (porosité) sont fortement influencés par les transformations qui accompagnent les départs d'eau mentionnés au paragraphe précédent et par la perte de stabilité des phases solides du béton à de hautes températures (Pont *et al.*, 2004; Sawicz et Owsiak, 1981). En effet, la porosité moyenne du béton à des températures au-delà de 100°C augmente fortement (Noumowe, 1995; Rostasy *et al.*, 1980). Cette augmentation de la porosité conduit à une augmentation de la perméabilité (Noumowe *et al.*, 2009). La déshydratation et les microfissurations causées lors de l'échauffement induisent une modification de la géométrie de la microstructure ainsi le comportement hydraulique du béton est modifié (Pont *et al.*, 2004).

Des modèles existent et relient la porosité à la température d'une part et la perméabilité à la température d'autre part. Pour décrire l'évolution de la porosité \emptyset avec la température T , Dal Pont (2004) utilise la relation (1.31) initialement proposée par Schneider et Herbst (1989) :

$$\emptyset = \emptyset_0 + A_n(T - T_0) \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Avec \emptyset : Porosité en fonction de la température T , \emptyset_0 : la porosité initiale déterminée à la température T_0 et A_n : coefficient dépendant du type de béton

Les modèles perméabilité - température proposés traitent de l'effet de très grandes températures (jusqu'à 700°C) sur la perméabilité. (Gawin *et al.*, 2005) ont ajusté une relation phénoménologique proposée initialement par (Bažant et Thonguthai, 1978). La perméabilité endommagée est liée à la perméabilité saine par la relation :

$$k = k_0 \exp[C_T(T - T_0)] = k_0 10^{A_T(T - T_0)} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Avec k_0 : perméabilité initiale à la température de référence T_0

A_T et C_T des paramètres du matériau à calibrer lors d'expérimentations

Par ailleurs, il est possible que la pression d'essai ait un impact sur la perméabilité mesurée, alors pour prendre en compte l'effet de la pression du gaz P_g sur la perméabilité mesurée sous une température élevée, (Gawin *et al.*, 1999) ont proposé la relation :

$$k = k_0 10^{A_T(T - T_0)} (P_g / P_{atm})^{A_P} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Avec k_0 : k initiale à la température de référence T_0 et à la pression atmosphérique P_{atm}

A_T et A_P des paramètres du matériau à calibrer lors d'expérimentations

3.1.2.3. Effet de la charge mécanique

Impact de l'endommagement mécanique sur la résistance en compression et le module E

Les trois grandes phases du comportement du béton en compression simple sont illustrées par la Figure 3.2. Elle présente l'évolution de la contrainte en compression (notée σ) en fonction de la déformation. Les trois phases sont décrites comme suit :

- Première phase : phase élastique OA. Dans cette phase le comportement est quasi linéaire jusqu'à 30 % de la charge de rupture (Mehta, 1986). D'autres auteurs considèrent que

cette première phase linéaire se poursuit jusqu'à 40 voire 60 % de la contrainte maximale avec une microfissuration qui évolue peu (Ramtani *et al.*, 1992). La loi de Hooke est applicable dans ce domaine de déformation.

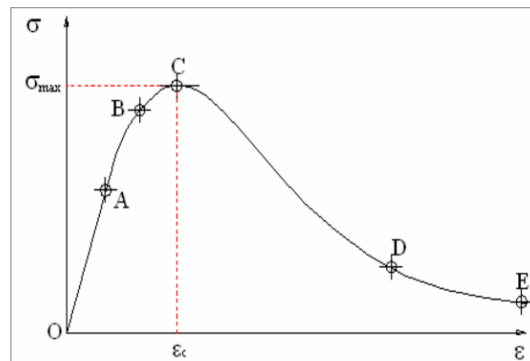


Figure 3.2. Illustration de la fissuration du béton chargé en compression

- Deuxième phase : phase non linéaire. Cette phase est elle-même divisée en deux sous-phases. La première sous-phase, correspond à l'initiation d'un réseau de microfissures dans les auréoles de transition. Cette microfissuration de l'ITZ intervient à 85 % (Shah et Sankar, 1987) ou 75 % (Mehta, 1986) de la contrainte maximale. Mazars de son côté a montré qu'à l'échelle microscopique, cette microfissuration se développe en mode d'ouverture (I) et en mode de cisaillement plan (II) combinés aussi bien à l'interface que dans la pâte (Mazars, 1984). La seconde sous-phase correspond à la propagation de la microfissuration aux interfaces pâte-granulats (Shah et Sankar, 1987). Par effet Poisson, des microfissures parallèles à l'axe du chargement et à travers la pâte apparaissent du fait de la prépondérance des extensions perpendiculaires à l'axe de chargement (Mehta, 1986). Au fur et à mesure que le chargement se poursuit, ces microfissures rejoignent celles des interfaces pour former des microfissures connectées dans le béton. Les microfissures se généralisent alors et se propagent en macro fissures dans la pâte de ciment.
- Troisième phase : phase post-pic. C'est la phase de rupture complète du matériau. Des macro fissures apparaissent, avec une orientation préférentielle normale aux directions d'extension principale. En opposition à la contraction volumique observée dans la phase linéaire, Picandet observe une dilatation du béton à partir de 85 % de la contrainte maximale puis dans la phase post-pic ; en effet, une nette augmentation du volume global du matériau y est notée (Picandet, 2001). Cette phase post pic n'est visible que lorsque l'essai de compression est mené à déplacement imposé. En vitesse de chargement imposée, l'essai se termine au point C.

Impact de l'endommagement mécanique sur la porosité et la perméabilité.

En l'absence de méthodes de mesures standardisées, les techniques élaborées pour étudier l'impact d'une contrainte mécanique sur la perméabilité du béton peuvent être classées selon le perméamètre, la configuration de charge, le moment de mesure de la perméabilité, sous chargement ou après chargement, et le type de fluide (Hoseini *et al.*, 2009). Cependant, il est possible d'observer une tendance similaire quels que soient les auteurs. La Figure 3.3 montre l'évolution de la perméabilité sous charge par rapport à la perméabilité de référence mesurée

sans chargement. En effet, la porosité et la perméabilité évoluent au cours des trois phases décrites ci-dessus.

Sur la Figure 3.3, on peut voir que la perméabilité n'est vraiment impactée par le chargement qu'à partir d'un certain seuil de contrainte. Ce seuil de contrainte varie selon les auteurs. En effet, jusqu'à environ 30 % de f_c (force de rupture), les différents auteurs observent une légère diminution de la perméabilité. Cette diminution correspond au comportement linéaire du béton sous un chargement de compression simple (Mehta, 1986). En effet, l'étude de l'évolution de la structure poreuse sous chargement montre que durant cette phase du chargement, une fermeture des pores et des microfissures préexistantes du béton a lieu (Haniche, 2011). Pour (Ramtani *et al.*, 1992), cette phase linéaire va jusqu'à 40 % voire 60 % de la contrainte maximale avec une microfissuration qui évolue peu jusqu'à un seuil de 60% f_c . Sous ce seuil, la perméabilité ne fait que diminuer (Choinska, 2006).

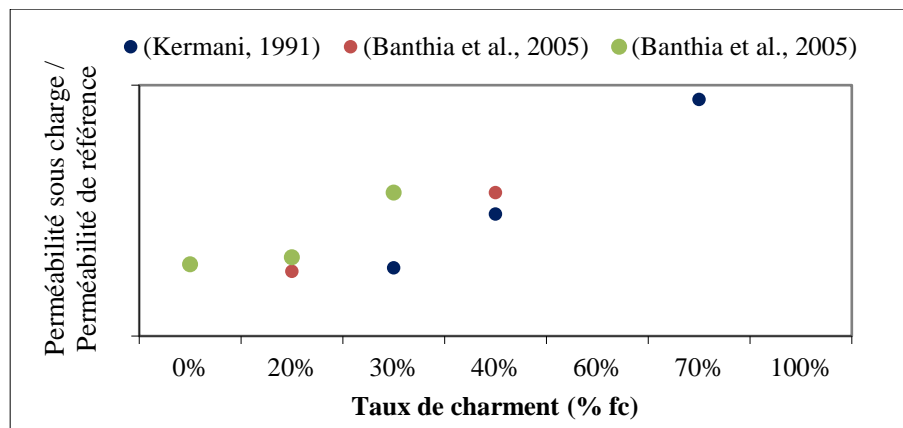


Figure 3.3. Evolution de k sous chargement mécanique selon divers auteurs

Au-delà de la phase linéaire, la fissuration en compression comme en traction, crée des vides au sein de la matière. Jusqu'à un taux de chargement de 85% (Shah et Sankar, 1987) ou de 75 % (Mehta, 1986), il y a initiation d'un réseau de microfissures dans les auréoles de transition. Ce réseau de microfissures participe à l'augmentation de la porosité totale du matériau. Le volume de fissures, dont le diamètre est compris entre 1 μm et quelques mm s'ajoute au volume des pores initiaux (Choinska, 2006). C'est ce qui explique l'augmentation de la perméabilité. La poursuite de cette phase non linéaire se traduit par la connexion des microfissures aux pores initiaux qui s'interconnectent entre elles pour former des macro fissures (Haniche, 2011; Mehta, 1986). La tortuosité quant à elle diminue considérablement pour tendre vers 1 (Wang, 1994; Wang *et al.*, 1997). Ainsi, la perméabilité enregistre une forte augmentation pour des taux de chargement au-delà de 90% de la contrainte de rupture (Picandet, 2001).

Il existe également un effet de l'historique du chargement mécanique sur la perméabilité (Banthia *et al.*, 2005; Saito et Ishimori, 1995). La série de données représentée par des ronds verts sur la Figure 3.3 met en avant un résultat important quant au mode opératoire qui sera utilisé lors des campagnes d'essais ENDE pour caractériser les dalles de béton sous chargement mécanique. Il s'agit de l'impact de l'historique du chargement sur la perméabilité. En effet, lorsqu'on suit la perméabilité sous charge d'un corps d'épreuve qui au préalable a subi plusieurs cycles de chargement initial jusqu'à 30% de f_c , le seuil de contrainte au-delà duquel la perméabilité augmente est de 30% de f_c pour des éprouvettes initialement endommagé à jeune

âge (Banthia *et al.*, 2005) ou de 50% de f_c (Saito et Ishimori, 1995). Un chargement initial du matériau réduit donc considérablement ce seuil de contrainte au-delà duquel la perméabilité augmente fortement, ce que nous avons pu vérifier dans cette étude.

Modélisation de l'impact de l'endommagement mécanique sur la perméabilité

Il existe plusieurs modèles de description de la perméabilité sous endommagement mécanique. La Figure 3.7 présente une évolution comparée de certaines de ces modèles (Rahal *et al.*, 2016).

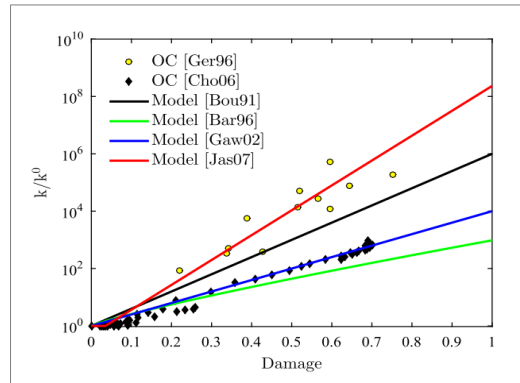


Figure 3.4. Comparaison des modèles de perméabilité - endommagement (Rahal *et al.*, 2016)

On remarque que la perméabilité relative par rapport à l'état non endommagé du béton évolue peu pour des endommagements de l'ordre de 0,1 avec une légère augmentation jusqu'à un endommagement de 0,3 puis on observe une forte augmentation de la perméabilité au-delà. Le modèle de Bourdarot (Bourdarot, 1991) est basé sur une loi empirique isotrope pour déterminer l'évolution de la perméabilité avec l'endommagement :

$$k = k_0(k_u/k_0)^D \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Avec k_0 : perméabilité du matériau sain

k_u : perméabilité « ultime » correspondant au matériau complètement endommagé

S'inspirant des travaux de Bourdarot, Bary a proposé une relation de type exponentielle d'évolution anisotrope de la perméabilité dans la direction j avec l'endommagement positif dans la direction i , noté f_{+i} (Bary, 1996) :

$$k = k_0 e^{\beta \sum_{i \neq j} f_{+i}^\gamma} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Avec k_0 : perméabilité du matériau sain (m/s)

β et γ coefficients à ajuster expérimentalement

L'intérêt de cette dernière loi par rapport à celle de Bourdarot est qu'elle est mieux adaptée pour décrire l'évolution de la perméabilité lorsque la fissuration est localisée ce qui entraîne un comportement anisotrope de la perméabilité. On définit alors un seuil de percolation qui correspond à une valeur de D de l'endommagement pour lequel la perméabilité commence à augmenter effectivement.

3.1.2.4. Effet du couplage endommagement thermique - mécanique sur la perméabilité

Des résultats de la littérature révèlent que les effets des chargements mécaniques et de la température peuvent être découplés pour l'estimation de l'évolution de la perméabilité du béton (Choinska, Khelidj, Chatzigeorgiou et Pijaudier-Cabot, 2007). Sur la Figure 3.5, on remarque que l'évolution de la perméabilité est peu dépendante de la température. En effet, pour 20°, 105° et 150°C, la perméabilité relative diminue légèrement entre 40 et 60 % de la contrainte maximale. Lorsque le chargement atteint une valeur supérieure à 60 % de la contrainte maximale, la perméabilité augmente, d'abord légèrement, puis de manière significative à partir de 80 % de la contrainte maximale. Cette augmentation de la perméabilité est la conséquence du changement du comportement volumique du béton sous la compression uniaxiale (Choinska, 2006; Haniche, 2011).

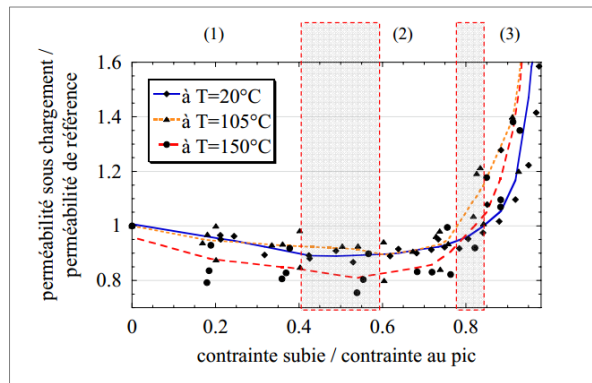


Figure 3.5. Variation de la perméabilité relative sous chargement avec la contrainte relative maximale subie pour trois températures (Choinska, 2006)

Il existe des modèles pour coupler l'effet des endommagements thermiques et mécaniques sur la perméabilité. Dans la littérature, les modèles proposés traitent de l'effet de très grandes températures (jusqu'à 700°C) sur la perméabilité du béton. Gawin et al. ont ajusté une relation phénoménologique proposée initialement par Bazant et Thonghuthai (Bazant et Thonguthai, 1978; Gawin *et al.*, 2005) : elle lie la perméabilité du matériau endommagé k à la perméabilité saine par la relation :

$$k = k_0 \cdot e^{[C_T(T-T_0)]} = k_0 \cdot 10^{A_T(T-T_0)} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

Avec k_0 : perméabilité initiale à la température de référence T_0

A_T : coefficient du matériau à calibrer expérimentalement ; et $C_T = A_T [\log(e)]^{-1}$

Pour prendre en compte l'endommagement et l'effet de la pression de percolation du gaz P_1 (pression à l'entrée de l'échantillon lors de la mesure de débit) sur la perméabilité mesurée sous une température élevée, la relation suivante est proposée par (Gawin *et al.*, 1999, 2002).

$$k = k_0 10^{A_T(T-T_0)} (P_1/P_a)^{A_P} 10^{A_D D} \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Avec : A_P un paramètre du matériau et P_a pression atmosphérique

D : endommagement tel que $(1 - D) = (1 - D_{chim})(1 - D_{therm})$

Dans la relation précédente, l'endommagement D qui prend en compte la perte de la raideur du béton ayant lieu à la suite de la déshydratation chimique de la pâte de ciment et la fissuration thermique. D_{chim} et D_{therm} sont respectivement l'endommagement thermo-chimique (déshydratation) et thermo-mécanique (fissuration thermique).

3.1.2.5. Synthèse de l'étude bibliographique et résultats attendus de notre étude

A l'issue de cette étude bibliographique, on retient essentiellement :

- L'évolution hydrique (séchage) du matériau entraîne une diminution du module d'élasticité et une augmentation de sa perméabilité. L'objectif de notre étude est de relier de manière quantitative l'évolution de la perméabilité et cette baisse du module d'élasticité au moyen d'une variable d'endommagement qui rendrait compte de l'évolution physico-chimique du béton causée par un séchage.
- L'évolution thermique, liée à une élévation importante de la température, entraîne également une baisse du module instantané et une augmentation de la perméabilité. Des lois d'évolution sont proposées pour relier la perméabilité à la température. Cependant peu d'études relient l'évolution de la perméabilité à cette baisse du module d'élasticité du fait de la sollicitation thermique (sans chargement mécanique). C'est ce que nous ferons dans notre étude. En plus, notre travail doit permettre de mieux comprendre la réponse du béton à un état de saturation autre que le sec vis-à-vis d'une montée en température.
- La question de la perméabilité en fonction de l'endommagement mécanique a été suffisamment étudiée. L'évolution de la perméabilité retranscrit donc généralement les trois phases d'endommagement mécanique du béton. La charge mécanique de compression entraîne d'abord une augmentation du module et une diminution de la perméabilité jusqu'à un certain seuil suivi par une diminution du module et une augmentation de la perméabilité. Dans notre étude, nous proposons de déterminer les paramètres expérimentaux des modèles qui correspondent au béton étudié ici au moyen d'une nouvelle approche simplifiée de mesure de la perméabilité avec la technique de la double-cloche sous charge.

3.1.3. Objectifs spécifiques et structure du chapitre

Pour permettre au lecteur de comprendre notre démarche, nous proposons de définir et préciser dès maintenant les variables d'endommagements auxquelles la perméabilité est reliée dans ce chapitre.

On a vu précédemment que des lois d'évolution de la perméabilité sont proposées en fonction du degré de saturation et de la température. Quant à l'effet de l'endommagement sur la perméabilité, il est généralement quantifié à travers des fonctions la reliant à une variable d'endommagement mécanique (notée D_M dans cette étude). Dans le cas d'évolutions hydriques et thermiques, la baisse du module d'élasticité peut également être analysée et quantifiée au moyen de variables d'endommagement. De manière générale, dans la suite de ce travail, nous souhaitons quantifier l'évolution de la perméabilité uniquement en relation aux différents endommagements thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M). Les différents endommagements sont définis comme suit :

- D_H est la variable d'endommagement hydrique. Cette variable ne traduit pas uniquement l'endommagement mécanique traditionnel du matériau. D_H est définie pour quantifier la baisse du module E induit par le séchage du matériau quelles qu'en soient les origines : physico-chimiques ou mécanique. D_H rend ainsi compte de tous les effets combinés des phénomènes en jeu lors du séchage du matériau dont notamment le départ d'eau du matériau, le retrait de dessiccation, la microfissuration... Nous ne cherchons pas à

identifier la contribution individuelle de chacun de ces phénomènes : D_H sera analysée comme une variable globale d'endommagement hydrique.

Ainsi définie, on pourrait penser que D_H est causée uniquement par le séchage naturel du matériau. En réalité, au laboratoire, nous avons séché en étuve les éprouvettes (à 40 et 80 °C) pour les porter aux états de saturation d'étude. La température pourrait donc également avoir un impact sur cet endommagement. Nous verrons que le protocole de séchage défini au Chapitre 1 permet de réduire l'effet de la température sur la perméabilité nous permettant de parler d'endommagement hydrique même si cela reste en toute rigueur une approximation.

- D_T est la variable d'endommagement thermique. Le principe de la définition de D_T est le même que pour la variable précédente. D_T quantifie la baisse du module E du fait des mécanismes mis en jeu lors d'une sollicitation thermique : dilatations différentielles, fissuration, déshydratation des C-S-H qui conduisent à une baisse du module. Comme pour l'évolution hydrique, D_T sera analysée comme une variable globale d'endommagement thermique. **Dans cette étude, l'endommagement thermique n'est jamais découplé de la sollicitation hydrique du matériau, avec des variations importantes du degré de saturation pour les cas étudiés dans ce travail. Pour cela, nous utiliserons la variable D_{TH} qui quantifie donc la baisse du module du fait du séchage suivi de la sollicitation thermique en fonction de l'état hydrique du matériau au moment du choc thermique** (ce point n'est pas encore proposé dans la littérature).

Tout comme il est possible de relier l'évolution de la perméabilité à l'endommagement mécanique D_M , nous souhaitons relier la perméabilité aux nouvelles variables d'endommagement définies (D_H et D_{TH}).

Pour chaque état d'endommagement considéré, l'approche générale consiste donc à quantifier l'évolution de la perméabilité du matériau et à la relier à la variable d'endommagement en jeu. Cette méthodologie est applicable dans la mesure où, pour suivre l'évolution de l'enceinte, la donnée du module instantané initial et de son évolution dans le temps est généralement connue. Le chapitre est structuré autour de trois thématiques principales afin de comprendre les phénomènes en jeu et de compléter la littérature existante. Il s'agit de :

- Analyser et quantifier l'évolution des propriétés mécaniques du béton sous diverses contraintes (mécanique, hydrique et thermique),
- Analyser et quantifier l'évolution des propriétés de transfert du béton sous contraintes (mécanique, hydrique et thermique),
- Analyser et relier l'évolution de la perméabilité et les différents endommagements.

Afin d'atteindre ces objectifs, deux campagnes d'essais ont été réalisées :

- Une campagne portant sur la mesure de la perméabilité dans différentes configurations.
- Une campagne portant sur la mesure du module E dans ces mêmes configurations.

Ces deux campagnes devraient nous permettre de répondre aux questions spécifiques de ce chapitre. Nous présentons le calcul théorique des indicateurs avant de présenter les essais.

3.2. Approche théorique

Avant de présenter le programme expérimental relatif à ce chapitre, la détermination des différentes propriétés du béton est rappelée succinctement dans cette section.

3.2.1. Calcul des propriétés de transfert (perméabilité)

Le calcul de la perméabilité a été longuement détaillé dans le chapitre 2. Pour l'analyse de l'évolution de la perméabilité en fonction de la saturation, nous avons utilisé les quatre techniques de mesure de la perméabilité. Dans le cas de l'étude de la perméabilité sous charge mécanique, nous avons utilisé la double cloche. Dans le cas des autres études, seul le perméamètre Cembureau et le TPT ont été utilisés.

La perméabilité est calculée à partir de l'équation de Hagen-Poiseuille. Les campagnes expérimentales pour mesure de la perméabilité consistent donc à mesurer le débit d'air à travers l'éprouvette sous un gradient de pression donné.

3.2.2. Détermination du module instantané E et de la résistance en compression

Il existe plusieurs modules de déformation du béton (module de Young, de Coulomb, de Lamé, module de cisaillement). Le seul module dont nous traitons dans cette étude est le module d'élasticité défini par Young.

Vers 1800, Young, médecin de formation, s'intéresse à l'élasticité de la cornée. En procédant à des essais de traction uniaxiale, il constate que la déformation ε mesurée selon l'axe de traction est proportionnelle à la contrainte σ appliquée. Il définit le coefficient de proportionnalité E . Ainsi on a la relation connue sous le nom de loi de Hooke :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Avec E : module d'élasticité de Young ;

σ : contrainte mécanique, ε : déformation longitudinale

Pour évaluer les propriétés mécaniques du béton, nous avons réalisé des essais de compression simple sur des éprouvettes de forme cylindrique (diamètre : 110 mm, hauteur : 220 mm) conformément à la norme (NF EN 12390-3, 2003). Les deux faces des éprouvettes sont rectifiées pour assurer le parallélisme.

La mesure de la déformation longitudinale des éprouvettes a été faite au moyen de trois jauges collées verticalement et à équidistance sur la surface latérale des éprouvettes. La durée de l'essai est en moyenne de 30 minutes par éprouvette. Le suivi de masse ne pouvant pas être effectué en fin de mesure (les éprouvettes étant sollicitées jusqu'à rupture), cette durée est supposée suffisamment réduite pour que l'influence des mouvements hydriques sur l'état hydrique global de l'échantillon durant l'essai soit minime.

L'essai de compression est réalisé au moyen d'une presse mécanique à vérin hydraulique de capacité 4000 kN. L'application de la force est faite en mode pilotage automatique avec un asservissement en force à la vitesse de 0,5 MPa/s. Il est réalisé selon les recommandations CPC8 (RILEM TC, 1994) qui demandent de solliciter l'éprouvette à 30 % de la charge de rupture sur cinq cycles de charge et décharge. Le module élastique est calculé sur la dernière montée en charge (5^{ème} cycle) à partir de la formule suivante :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{30} - \sigma_0}{\varepsilon_{30} - \varepsilon_0} \quad (\text{Eq. 3.10})$$

Avec σ_{30} : 30% de la résistance en compression (MPa)

σ_0 : contrainte de pré charge de la presse (MPa) en moyenne égale à 0,5 MPa.

ε_{30} : déformation longitudinale correspondant à la contrainte σ_{30} du 5^{ième} cycle

ε_0 : déformation longitudinale mesurée correspondant à la contrainte σ_0 du 5^{ième} cycle

Pour chaque configuration, trois éprouvettes sont utilisées : une pour déterminer la résistance en compression, et les deux autres pour déterminer le module. Ensuite, ces deux dernières sont testées pour déterminer la résistance en compression.

La résistance en compression est calculée à partir de la relation :

$$R_c = \frac{F}{A} \quad (\text{Eq. 3.11})$$

Avec R_c : Résistance mécanique (MPa)

F : force en MN exercée sur une surface A (m²) de l'éprouvette

Nous présentons maintenant un résumé du programme expérimental dans chacune des configurations étudiées.

3.2.3. Détermination de l'endommagement

Il est d'usage de définir une variable d'endommagement noté D qui évalue les évolutions de module d'une éprouvette soumise à une sollicitation mécanique. Le séchage (sollicitation hydrique) et la température (sollicitation thermique) conduisent également à des fissurations et donc à des évolutions du module instantané. Nous convenons de définir pour chaque sollicitation une variable d'endommagement pour suivre son évolution. D est alors noté selon l'état du matériau :

- D_H pour désigner l'endommagements hydrique :
- D_{TH} pour désigner l'endommagement thermo-hydrique
- D_M pour désigner l'endommagement mécanique.

Ainsi définit, l'endommagement d'une éprouvette est souvent évalué à partir du calcul de la diminution relative du module d'élasticité de celle-ci (La Borderie, 1991; Picandet, 2001).

$$D = \frac{E_{référence} - E_{endo}}{E_{référence}} = 1 - E_{relatif} \quad (\text{Eq. 3.12})$$

Avec $E_{référence}$: module considéré comme non endommagé par rapport au(x) type(s) d'endommagement(s) considéré (thermique, hydrique ou mécanique)

E_{endo} : module du matériau considéré comme endommagé

Cas des endommagements hydrique et thermique

Pour les endommagements hydrique et thermique, le principe de détermination du module et de l'endommagement correspondant a été expliqué précédemment.

Cas de l'endommagement mécanique

La détermination de l'endommagement dont l'origine est un chargement mécanique mérite d'être précisée parce que le module endommagé n'est pas évalué comme dans le cas des endommagements hydrique ou thermique. En effet, il existe plusieurs modèles de calcul du module endommagé. Dans ce document, nous ne présentons que le modèle que nous avons utilisé, pour plus de détails, nous invitons le lecteur à lire par exemple le mémoire de thèse de Picandet (2001).

Pour évaluer le module endommagé par une charge de compression simple, on procède à des cycles de chargement / déchargement. La Figure 3.6-a présente un résultat type de l'essai issu de la littérature (dans notre étude, nous avons fait des paliers de 5 minutes et la vitesse de montée du plateau est égale à $0,5 \mu\text{m/s}$).

Nous considérons que le matériau a un comportement élasto-plastique endommageable et la Figure 3.6-b précise la détermination du module endommagé.

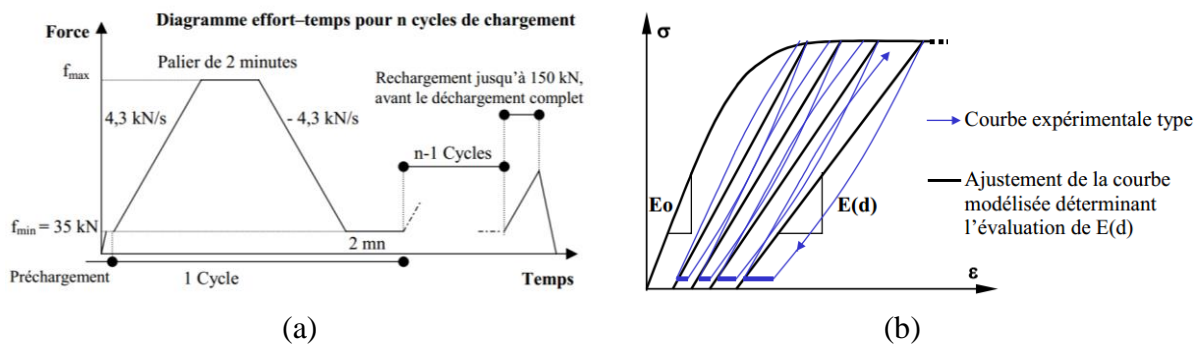


Figure 3.6. Détermination du module endommagé sous charge de compression simple (La Borderie, 1991; Picandet, 2001)

3.3. Description des campagnes expérimentales

La température au moment de toutes les mesures des indicateurs est d'environ 20°C .

3.3.1. Mesure des propriétés mécaniques du béton sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M)

Trois programmes expérimentaux sont présentés dans cette section (Tableau 3.2, Tableau 3.3 et Tableau 3.6). Il y a des informations communes que nous mentionnons d'abord.

Nous testons au moyen d'une presse mécanique en compression simple des éprouvettes cylindriques de diamètre 11 cm et de longueur 22 cm. Ces éprouvettes ont suivi un conditionnement (séchage, homogénéisation) généralement conforme au conditionnement décrit en Chapitre 1. Les différences de conditionnement résident dans la dernière étape de séchage où certaines éprouvettes sont séchées à 60°C jusqu'à masse constante et d'autres à 105°C jusqu'à masse constante. Pour éviter des confusions, nous rappelons dans chacun de ces trois tableaux le protocole de séchage et les températures de séchage de même que les états de saturation étudiés.

3.3.1.1. Mesure de Rc et E en fonction de l'état hydrique

Le Tableau 3.2 présente le résumé du programme expérimental pour la mesure de la résistance mécanique et du module de Young en fonction de l'état hydrique du matériau. Les éprouvettes proviennent de deux gâchées, les résultats permettront d'observer le même comportement du matériau. Cinq états de saturation sont étudiés ici : $S_r = 100\%$, 60% , 30% , 20% et 00% . Le Tableau 3.2 mentionne que certaines éprouvettes sont séchées à 105°C pour atteindre l'état sec correspondant à $S_r = 00\%$. L'état à $S_r = 100\%$ servira de référence pour le module : pas de séchage.

Tableau 3.2. Module d'élasticité vs saturation : résumé du programme expérimental

Codes et nombre		Protocole et température de séchage (TS) des éprouvettes	Matériel de mesure de Rc et E
Codes	Nbre		
RcE100G6-i	3	(a) $TS = 40^\circ\text{C} \rightarrow S_r = 80\%$ (S_r non étudiée)	- Presse mécanique pour chargement mécanique à vérin hydraulique
RcE60G6-i	3		
RcE30G6-i	3	(b) $TS = 60^\circ\text{C} \rightarrow S_r = 60\%$, 30% $TS = 60^\circ\text{C} \rightarrow S_r = 20\%$ pour les éprouvettes G8	- Jauges pour acquisition des déformations. Type de jauges : KC 70 – 120- A1-11 de facteur de gauge $2,11 \pm 1\%$
RcE00G6-i	3		
RcSrG8-ci	8	(c) $TS = 105^\circ\text{C} \rightarrow S_r = 0\%$ pour les éprouvettes RcESrG6	
ESrG8-ci	3		

3.3.1.2. Programme expérimental pour la mesure de Rc et E après sollicitation thermique

Le Tableau 3.3 présente le résumé du programme expérimental utilisé.

Tableau 3.3. Module d'élasticité avec choc thermique : résumé du programme expérimental

Codes et nombre	Mise en sollicitation thermique	Matériel de mesure de Rc et E
RcESrG7T80-i 3 éprouvettes par S_r	Echantillons emballés dans du papier aluminium, Etuve réglée à Température cible T Séjour à l'étuve à T cible durant 14 heures. <i>Le temps de chauffage (14 heures) est défini à partir du retour d'expérience sur les dalles du projet ENDE équipées de thermocouple à l'intérieur.</i>	Presse mécanique pour chargement mécanique : type de presse
RcESrG7T150-i 3 éprouvettes par S_r		
RcESrG7T200-i 3 éprouvettes par S_r		Jauges pour acquisition des déformations. Type de jauges :

Les éprouvettes ont été sollicitées à quatre températures : 60°C , 80°C , 150°C et 200°C . Quatre états de saturation de départ sont étudiés pour l'endommagement thermique : $S_r = 100\%$, 60% , 30% et 00% . Le séchage à 105°C pour atteindre l'état sec ($S_r = 00\%$) est bien évidemment discutable non seulement parce qu'à 105°C , le matériau est potentiellement endommagé mais aussi parce que sécher le matériau à 105°C pour ensuite faire un endommagement à 80°C n'est pas significatif. Nous en discuterons lors de la présentation des résultats. Pour les autres états de saturation, les éprouvettes ont été séchées à 40 puis 60°C . C'est pour cela que la température initiale que nous considérons dans notre étude est 60°C .

3.3.1.3. Mesure du module E pendant le chargement mécanique

La particularité du programme expérimental présenté dans ce paragraphe réside dans le fait que la mesure de la perméabilité a été effectuée simultanément à la détermination de l'endommagement mécanique causé par le chargement de compression simple. Concernant les aspects mécaniques :

- Le déplacement des plateaux de la presse appliquant le chargement mécanique est piloté en déplacement imposé. La vitesse de déplacement en chargement et déchargement utilisée est de 1 $\mu\text{m/s}$.
- La force et les déformations sont enregistrées automatiquement et simultanément aux mesures de débit nécessaire à l'évaluation de la perméabilité.

Pour ces essais, des échantillons parallélépipédiques de dimension 10 x 10 x 4 cm^3 ont été utilisés. L'épaisseur permet de faire des mesures de perméabilité sur des échantillons de dimension caractéristique 2,5 fois supérieures aux plus gros granulats (16 mm). Les échantillons ont été sollicités jusqu'à la rupture avec dans la majorité des cas 6 à 7 niveaux de chargement intermédiaires avant d'atteindre la charge de rupture du béton.

Afin d'évaluer l'endommagement au moyen de l'évolution du module E pendant les essais, les déformations des éprouvettes ont été enregistrées. Pour suivre ces déformations de l'échantillon, une jauge est collée sur chaque face latérale (10 x 4 cm) dans la direction du chargement et une jauge transversale sur chaque face (10 x 10 cm^2). Des plaques de téflon ont été utilisées aux deux contacts échantillon/plateaux de la presse afin de réduire les forces de frottements entre les plateaux de la presse et les faces de chargement de l'échantillon et obtenir ainsi un état de contrainte le plus uniforme possible sur la hauteur.

La force appliquée et les déformations de l'échantillon sont mesurées et enregistrées durant tout l'essai. Le module d'Young a été déterminé à partir de la courbe de décharge puis de rechargement enregistré pour chaque niveau de charge intermédiaire.

3.3.2. Mesure de la perméabilité sous contraintes thermique (T), hydrique (H) et mécanique (M)

Dans ces programmes, la température est constante et égale à 20°C au moment de l'essai. Toutefois, afin d'atteindre les différents états de saturation, le matériau est séché en étuve entre 40 et 80°C.

3.3.2.1. Mesure de la perméabilité k en fonction de l'état hydrique

Le programme expérimental est en partie commun à celui développé dans le chapitre 2. La totalité des essais concernés par cette étude sont présentés dans le **Tableau 3.4**.

Tableau 3.4. Programme expérimental pour mesure de k en fonction de l'état hydrique

Codes et porosité		Protocole de séchage des éprouvettes	Mesure de la perméabilité à l'air
Codes	Nbre		
kSrG4-si	3	Séchage à 40°C pour Sr = 80% Séchage à 50°C, pour Sr = 60%, 45%, 30%, 20% Séchage à 80°C pour Sr = 3% pour les kSrG7-si	Cembureau : perméabilité apparente à 2 bars abs.
kSrG6-si	3		
kSrG7-si	3		

Sept états de saturation sont étudiés tels que mentionnés dans le **Tableau 3.4**. Les éprouvettes ont une forme cylindrique de diamètre 15 cm et d'épaisseur 5 cm environ.

3.3.2.2. Mesure de la perméabilité en fonction de la température

Le Tableau 3.5 présente le résumé du programme expérimental mis en œuvre pour évaluer l'évolution de la perméabilité en fonction de la sollicitation thermique. Les éprouvettes cylindriques (15 x 5 cm²) sont soumises à trois chocs thermiques successifs : le premier à 80°C, le deuxième à 150°C et le dernier à 200°C. Quatre états de saturation initiaux sont étudiés : Sr = 80%, 60%, 30% et 10%. Les éprouvettes ont été séchées en étuve entre 40 et 50°C. Après chaque choc, les perméabilités sont mesurées après retour à 20°C selon l'approche présentée dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.5. Programme expérimental pour mesure de k en fonction de la température

Codes et porosité		Protocoles de mesure de k en fonction des gâchées	Appareils de mesure
Codes	Nbre		
k100G7T-i	3	- Conditionnement pour amener l'éprouvette à Sr cible - Mesure de k puis Choc thermique à 80°C puis mesures de k après retour à 20°C - Choc thermique à 150°C puis Mesures de k après retour à 20°C - Remise à Sr avant le choc thermique à 150°C (saturation sous vide, puis séchage en étuve) - Mesure de k puis Choc thermique à 200°C puis Mesures de k après retour à 20°C - Remise à Sr avant le choc thermique à 200°C et Mesure de k	Cembureau : 56x4 mesures TPT : 19x4 mesures
k60G7T-i	3		
k30G7T-i	3		
k10G7T-i	3		

Mise en sollicitation thermique et évolution de l'état hydrique des éprouvettes

Les échantillons sont emballés dans du papier aluminium et mis à l'étuve préchauffée à la température cible durant 14 heures, durée définie à partir du retour d'expérience sur les dalles G2 et G3 équipées de thermocouple à l'intérieur. Ils sont refroidis durant 1 jour puis les essais sont effectués sur 0,33 jour.

Ce dispositif de mise en sollicitation thermique n'a pas permis de conserver les éprouvettes dans leur état hydrique initial durant le choc thermique à 150°C et 200°C. En effet, l'eau contenue dans le matériau s'est évaporée à travers le papier aluminium durant le choc thermique. C'est pour cela que dans le Tableau 3.5, il y a une étape de « remise au Sr initial avant choc thermique ». En conséquence, après les chocs thermiques à 150 et 200°C, la perméabilité des éprouvettes est mesurée deux fois : d'abord avec l'état de saturation de sortie d'étuve (voisin de 0%) puis, après re-saturation en eau, dans l'état de saturation initial d'avant choc thermique (100, 60, 30 ou 10%). Nous disposons alors de deux séries de données conduisant à différentes lois d'évolution de la perméabilité sur matériau endommagé thermiquement.

3.3.2.3. Mesure de la perméabilité sous charge mécanique

Comme présenté dans la partie concernant les mesures mécaniques (Section 3.3.1.3), le programme expérimental développé pour étude doit permettre l'évaluation de l'endommagement sous chargement mécanique et de la perméabilité de manière simultanée.

Dans ce paragraphe, nous ne présentons que les caractéristiques de la mesure de perméabilité. Le schéma du dispositif expérimental pour la mesure de la perméabilité sous endommagement mécanique est résumé sur la Figure 3.7.

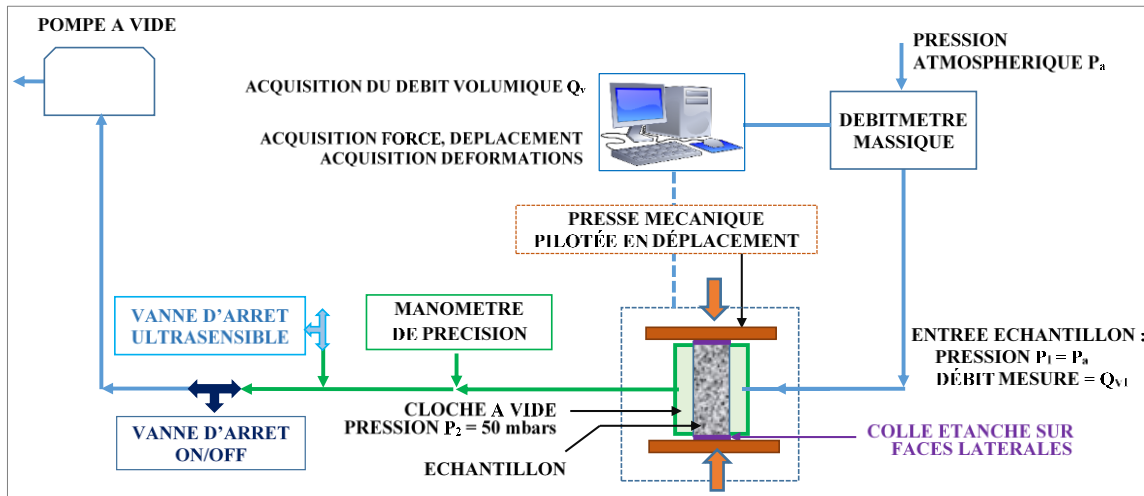


Figure 3.7. Dispositif expérimental de mesure de la perméabilité sous presse mécanique

Les éléments constitutifs de la double cloche permettent la mesure du débit d'air en régime permanent : cloche de mesure du débit, cloche d'application de la dépression, pompe à vide et débitmètre. Ce dispositif est le même que celui utilisé dans le Chapitre 2.

Le Tableau 3.6 présente un résumé du programme expérimental.

Tableau 3.6. Mesure de la perméabilité, de R_c et de E sous/après chargement mécanique

Mesure de la perméabilité à l'air	Matériel de mise en charge et de suivi des déformations
Technique de la double cloche en régime permanent en dépression pour une dépression égale à 50 mbars.	- Presse mécanique pour chargement mécanique. - Jauges pour acquisition des déformations.

La détermination de la perméabilité est basée sur une mesure du débit traversant l'échantillon effectuée en continu pendant tout l'essai. En début de mesure, la pression dans le système est réglée à 50 mbars au moyen de la vanne ultrasensible. Cette pression est maintenue jusqu'à l'obtention du régime permanent. L'essai de compression débute ensuite avec la mise en contact du plateau de la presse et de l'échantillon puis l'obtention des différents niveaux de contraintes visés. L'évolution du débit permet de remonter à la perméabilité et à sa variation en fonction de l'état de contrainte et de l'endommagement calculé à partir des modules correspondant aux paliers de chargement. Cette configuration a l'avantage de rendre compte de la perméabilité instantanée du matériau sans fluage marqué.

Spécificités de la mesure par double-cloche sous chargement mécanique

Pour ces essais, la perméabilité est mesurée au moyen de la technique de la double cloche. Comme indiqué précédemment lors de la présentation de cette technique, il est donc nécessaire de coller une cellule sur chaque face ($10 \times 10 \text{ cm}^2$) de l'échantillon et d'étanchéifier les faces latérales ($10 \times 4 \text{ cm}^2$) avec la même colle comme mentionné dans le Chapitre 2. Lors des essais, il est nécessaire que la colle ne soit pas trop rigide afin de permettre les déformations du béton

soumis à des contraintes mécaniques sans induire de fuites qui empêcheraient la mesure de perméabilité. Afin de garantir une parfaite étanchéité et des déformations suffisantes, les cellules ne sont collées que quelques heures seulement (8 à 12 heures contre 24 heures recommandée par le fabricant de la colle pour séchage complet) avant les essais. Cette configuration permet à la colle de sécher en surface mais de rester suffisamment élastique en profondeur pour lui permettre de suivre les déformations sous chargement sans perdre l'étanchéité (les essais préliminaires ont montré qu'un collage effectué 24 heures avant les essais pouvait conduire à un durcissement trop important de la colle et à un risque de perte de l'étanchéité par endommagement de la colle).

3.4. Résultats des expérimentations et analyses

Nous avons étudié deux principaux indicateurs : la perméabilité et le module de Young E. Nous présentons les résultats en deux parties :

- Evolution des propriétés mécaniques en fonction des différentes sollicitations,
- Influence de l'état hydrique, de la température et de la sollicitation mécanique sur la perméabilité et proposition de lois empiriques endommagement – perméabilité.

3.4.1. Evolution des propriétés mécaniques en fonction des différentes contraintes

Nous présentons les résultats issus de la campagne d'essais qui étudie les évolutions de la résistance en compression, du module de Young E et des variables d'endommagements hydrique, thermique et mécanique déduits de l'évolution relative du module de Young E en fonction de la saturation, de la température et de contrainte mécanique.

Chaque sous-section de cette section est structurée suivant trois parties principales : principe des essais, résultat expérimentaux et analyse des évolutions relatives du module d'élasticité. Dans cette section, le mot *endommagement* est utilisé pour désigner une baisse globale du module de Young E par rapport à une valeur de référence. Lorsque ce module augmente (cas des éprouvettes sous chargement mécanique) on utilisera les mots *consolidation* ou *gain de rigidité*.

3.4.1.1. Evolution de Rc, de E et de D_H en fonction de l'état hydrique

Principe

La résistance en compression et le module instantané sont mesurés sur 3 séries d'éprouvettes :

- 03 éprouvettes (ESrG8-si) identiques testées pour quatre degrés de saturation pour le suivi du module E à 100%, 60%, 30% et 20%. Cet essai n'étant pas destructif, les mêmes éprouvettes peuvent être utilisées pour les quatre degrés de saturation ce qui permet de réduire les causes de dispersion.
- 08 éprouvettes (RcSrG8) uniquement pour la mesure de Rc à 100%, 60%, 30% et 20%.
- 12 éprouvettes (RcESrG6) testées en parallèle par groupe de trois (chaque éprouvette ne sert qu'à une saturation donnée) : trois 100G6, trois 60G6, trois 30G6 et trois 00G6 soit donc respectivement à $S_r = 100\%$, 60%, 30% et 00%.

Résultats des essais : Résistance en compression simple Rc et module d'élasticité E

La Figure 3.8-a présente l'évolution de la résistance mécanique de compression Rc et la Figure 3.8-b présente celle du module d'élasticité E en fonction de la saturation pour des éprouvettes provenant de deux gâchées distinctes (G6 et G8).

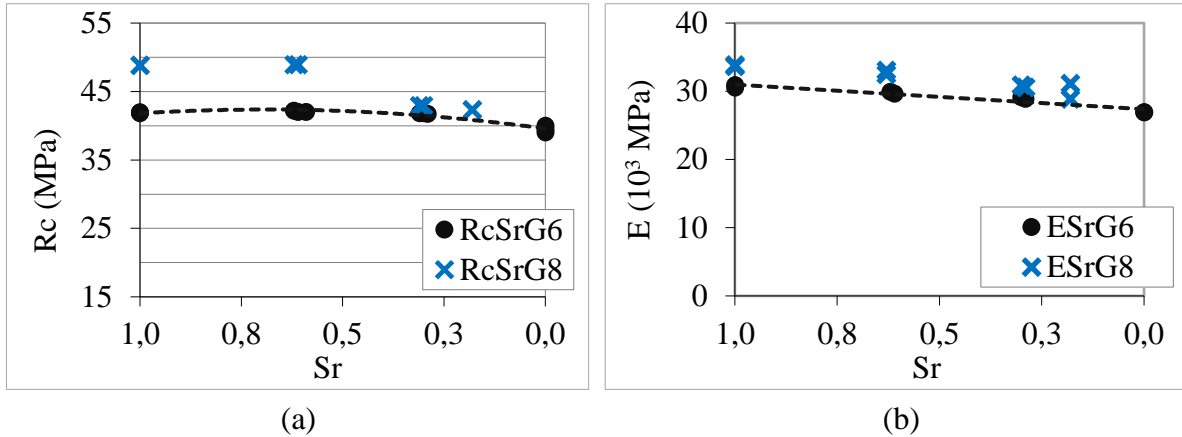


Figure 3.8. Evolution de la résistance en compression et du module en fonction de Sr

Ces évolutions de résistance en compression et de module en fonction du degré de saturation sont cohérentes avec les résultats usuels la littérature (Burlion, Yurtdas, *et al.*, 2003).

- Figure 3.8-a : une légère augmentation de la résistance en compression est observée pour les degrés de saturation évoluant de 100 % à 60 %. Ce comportement est suivi d'une diminution de résistance quand le degré de saturation continue à diminuer de 60 % à un état plus sec, indépendamment de la température de séchage.
- Figure 3.8-b : Le module montre une diminution régulière de l'état saturé à l'état le plus sec. Le séchage induit le retrait du matériau avec pour conséquence une perte de rigidité induisant la baisse observée.

Les phénomènes qui expliquent ces évolutions de Rc et E ont été précisés dans la revue bibliographique (impact du retrait, de la dessiccation, de la microfissuration etc.).

Calcul de l'évolution relative du module d'élasticité E en fonction de la saturation et déduction de l'endommagement hydrique D_H.

Dans le but de calculer l'endommagement hydrique, nous définissons le module instantané relatif comme égal au rapport du module à un état de saturation Sr donné et du module mesuré pour le béton saturé en eau qui est pris dans cette partie comme référence.

$$E_{Sr_{rel}} = \frac{E_{Sr}}{E_{100\%}} \tag{Eq. 3.13}$$

Avec $E_{Sr_{rel}}$: module relatif

E_{Sr} : module à un état de saturation donné ; $E_{100\%}$: module à Sr = 100%

La Figure 3.9 présente l'évolution relative de E. Dans cette étude, cette évolution est linéaire en fonction de degré de saturation du béton, nous proposons donc une relation linéaire :

$$E_{Sr_{rel}} = A.Sr + B \tag{Eq. 3.14}$$

Avec $E_{Sr_{rel}}$: module relatif, Sr : degré de saturation en eau du béton

A et B - coefficients expérimentaux fonctions du matériau

En tenant compte du fait qu'à $Sr = 100\%$, on a $E_{Sr_{rel}} = 1$, on déduit que $B = 1 - A$. Ainsi, on a :

$$E_{Sr_{rel}} = 1 - A \cdot (1 - Sr) \quad (\text{Eq. 3.15})$$

Avec $A = 0,11$ pour le béton étudié ici.

A partir des données expérimentales sur les éprouvettes testées, on établit que $A = 0,11$ pour notre béton d'étude en utilisant un solveur. Le coefficient A ainsi défini apparait comme le taux de perte de rigidité du matériau, il peut être à ce titre utilisé pour évaluer la qualité du béton : lorsque A est élevé, le module du béton est plus sensible à la perte d'eau.

L'analyse de l'évolution relative du module telle que présentée sur la Figure 3.9 traduit que la baisse du module E causée par le séchage est non négligeable et doit être prise en compte dans la prédiction du comportement mécanique du matériau. Cependant, avant d'en déduire la variable d'endommagement hydrique associée, nous proposons d'analyser si le départ d'eau est l'unique responsable de cette baisse du module E . Pour cela, nous avons testé des éprouvettes saturées en eau, nous les avons séchées ensuite jusqu'à Sr donné (60 %, 30 % et 20 %) puis nous avons mesuré le module E , avant de les remettre au même état de saturation avant le séchage (même masse avant le séchage) et d'effectuer une nouvelle mesure du module. Les résultats sont présentés sur la Figure 3.10.

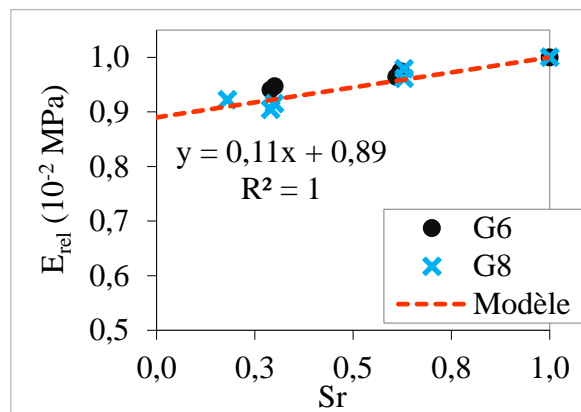


Figure 3.9. Evolution relative du module E en fonction de la saturation

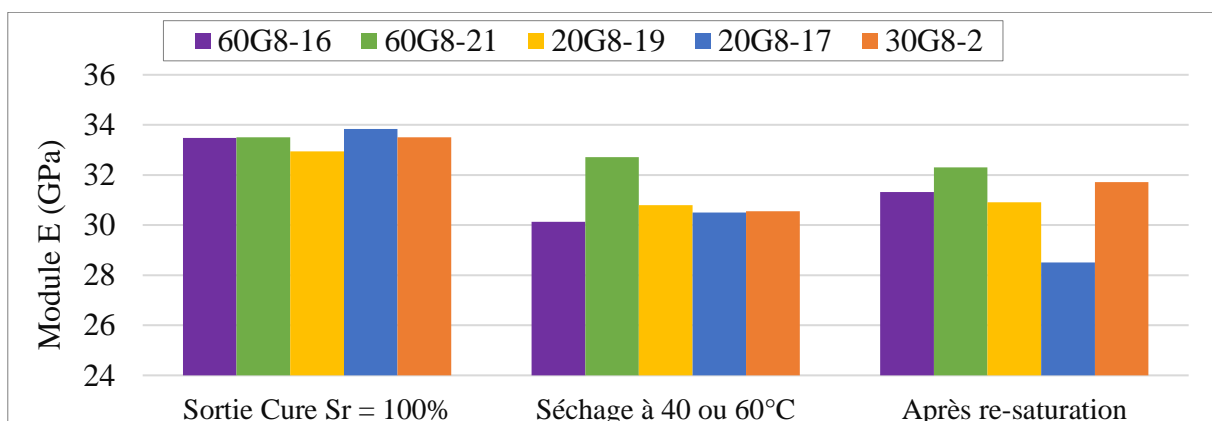


Figure 3.10. Evolution relative du module E après un cycle de séchage et de re-saturation

Avant et après re saturation des éprouvettes, le module a peu évolué. Ces résultats signifient que l'absence d'eau dans les pores du matériau n'est pas seule responsable de la baisse du

module observée entre le premier état saturé et le séchage. Le module du béton restant faible après la deuxième saturation ce qui montre que le matériau a été endommagé par le premier séchage. Nous pouvons alors déduire de l'évolution relative du module établie précédemment l'endommagement hydrique. En combinant les relations (Eq. 3.15) et (Eq. 3.12), on établit que :

$$D_H = 1 - E_{Sr_{rel}} = A. (1 - Sr) \quad (\text{Eq. 3.16})$$

Avec A, paramètre fonction du matériau à caller expérimentalement (ici, A = 0,11)

La relation précédente traduit bien que lorsque le degré de saturation en eau du béton diminue, son endommagement hydrique tel que défini dans cette étude augmente. Cet endommagement ainsi obtenu n'intègre les cycles de séchage et de ré humidification que connaît le matériau sur site. Il faut donc des études complémentaires pour analyser l'impact du cycle de vie de l'ouvrage sur cet indicateur, ce que nous n'avons pas fait dans cette étude.

3.4.1.2. Evolution de Rc, de E et de D_{TH} en fonction de la température

Principe

Les propriétés mécaniques ont été mesurées sur le béton après trois chocs thermiques (80°, 150°C et 200°C) pour quatre états de saturation initiaux différents (100%, 60%, 30% et 00%). Les chocs thermiques à 150 et 200°C conduisent au séchage des éprouvettes malgré l'étanchéité recherchée au moment du choc. Les éprouvettes sont alors caractérisées à l'état hydrique de sortie de l'étuve. Nous comparerons ces résultats par rapport aux modules des éprouvettes qui n'ont subi aucun séchage Sr = 100% et qui ont subi un séchage à 60°C (Sr = 60%, 30%).

Résultats expérimentaux

Alors qu'à 80°C, l'utilisation de l'aluminium adhésif a permis de contenir toute l'eau dans le matériau, à l'issue des chocs thermiques à 150°C et 200°C, les éprouvettes ont perdus toute leur eau. Nous n'avons pas remis ces éprouvettes à l'état hydrique initial en opposition avec ce que nous avons fait avec les éprouvettes de la perméabilité (ou nous avons testé les éprouvettes avec et sans re-saturation). Nous avons procédé ainsi parce que les dalles ENDE n'ont pas été re-saturées après les chocs thermiques à 150 et 200°C. Les résultats de toutes les éprouvettes testées sont représentés sur la Figure 3.11.

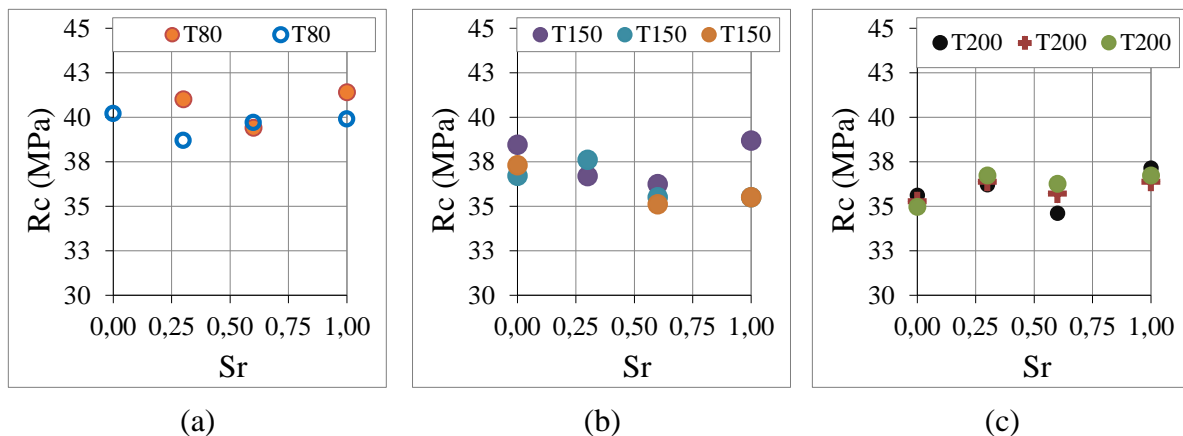


Figure 3.11. Evolution de Rc en fonction de la température par état de saturation

Les observations et explications suivantes peuvent être faites :

- A partir des Figure 3.11-a, -b et -c : pour tous les états de saturation étudié, la résistance en compression après le choc à 80°C est supérieure à la résistance après le choc à 200°C. L'évolution la plus importante semble se produire entre 80 et 150°C avec une chute de l'ordre de 5 à 10 %.
- L'état de saturation au moment du choc thermique a un effet difficilement identifiable sur l'évolution de la résistance en compression et demeure inférieur à 5%. Toutefois, il est important de rappeler que l'état de saturation évolue pendant le choc thermique. La durée pendant laquelle l'état de saturation initial est maintenu pendant le choc peut avoir une influence sur ce résultat. Après les chocs thermiques à 150°C et 200°C, le degré de saturation des éprouvettes initialement partiellement saturées se retrouve aux voisinages de 0 %. Il faut souligner qu'après le choc thermique, notamment lorsque T est supérieure à 150°C que toute l'eau contenue dans le matériau s'est échappée par séchage. Il n'a en effet pas été possible de conserver l'état de saturation durant le choc thermique pour T = 150°C et 200°C.

La Figure 3.12 présente l'évolution de la résistance Rc en fonction de la température, par état de saturation, on observe que l'augmentation de la température du choc entraîne une baisse de la résistance en compression du matériau quel que soit l'état de saturation du matériau au moment de la sollicitation thermique.

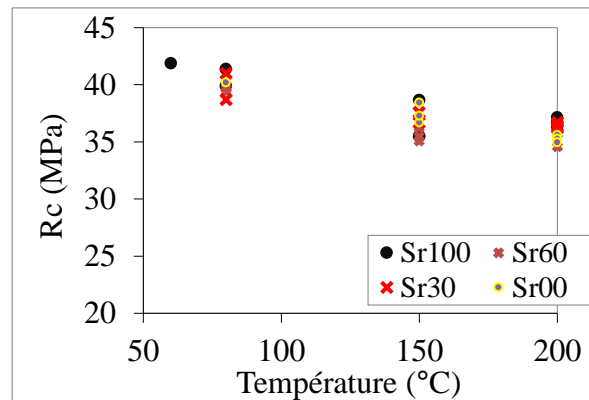


Figure 3.12. Evolution de Rc en fonction de la température par état de saturation

Le Tableau 3.7 présente les valeurs moyennes et les écart-types moyens. Nous avons complété les résultats de l'étude précédente (Etat 0) ou seul le module E a été étudié en fonction du séchage, nous désignons ces résultats par T60 en référence à la température maximale de séchage, bien évidemment pour l'état saturé en eau qui n'a pas subi de séchage, il conviendrait d'écrire T20 et non T60.

Tableau 3.7. Valeurs moyennes (écarts-type moyen) du module E en fonction de la température

T°C	Sr100	Sr60	Sr30	Sr00
T200	23,2 (0,17)	23,1 (0,53)	22,5 (0,18)	21,5 (0,96)
T150	25,6 (0,58)	25,7 (0,17)	26,3 (0,26)	24,6 (0,70)
T80	28,8 (0,30)	29,0 (0,25)	27,8 (0,28)	26,9 (0,30)
T20 ou T60	31,6	30,1	28,9	27,8

L'ensemble des valeurs sont représentés par les graphiques de la Figure 3.13-a en fonction de la température et les valeurs moyennes sont représentées sur la Figure 3.13-b en fonction du degré de saturation initial avant le choc thermique.

Les observations suivantes peuvent être faites à partir des graphiques :

- Pour un état de saturation initial donné, le module d'élasticité diminue de manière significative avec l'augmentation de la température,
- L'état de saturation initial semble avoir un impact limité sur l'évolution du module. En effet, les modules pour Sr compris entre 100% et 30% semblent peu évoluer pour une température donnée.

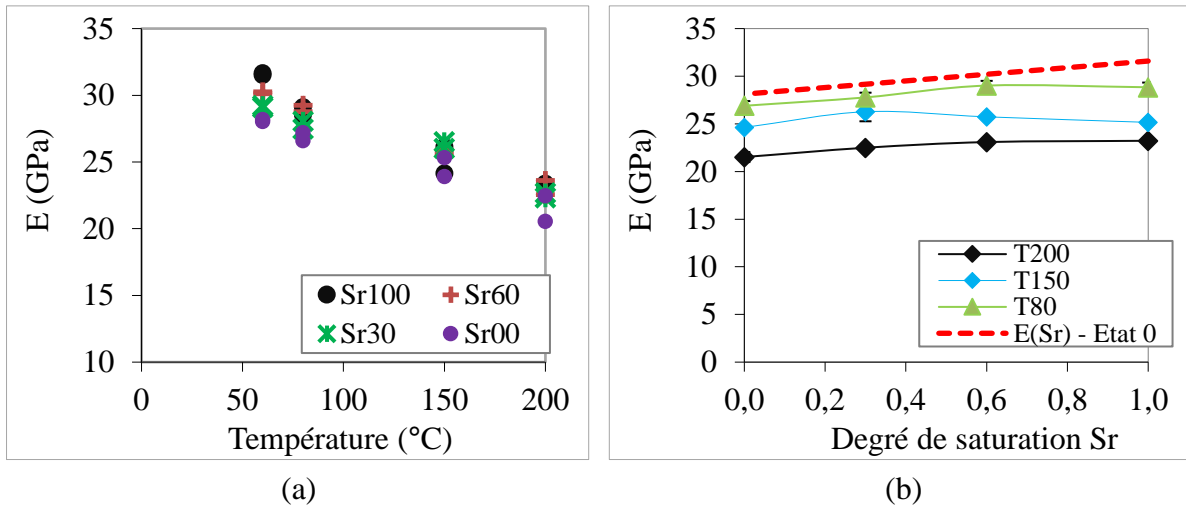


Figure 3.13. Evolution du module E en fonction de la température par état de saturation (a) et en fonction du degré de saturation par température (b)

Calcul du module d'élasticité relatif en fonction de la température et de la saturation et déduction de l'endommagement thermo-hydrrique D_{TH}

Dans le but de calculer la variable d'endommagement D_{TH}, nous définissons une évolution relative du module E par rapport à l'état de saturation en eau (Sr = 100%).

- Pour analyser l'évolution du module en fonction du couplage thermique-hydrrique : la relation (Eq. 3.17) donne le module relatif $E_{T,Sr_{rel}}$ par rapport à un unique état de référence T = 20°C et Sr = 100%.

$$E_{T,Sr_{rel}} = \frac{E_{T,Sr}}{E_{100\%}} \tag{Eq. 3.17}$$

Avec $E_{T,Sr_{rel}}$: module relatif par rapport à $E_{100\%}$ pour évaluer l'effet couplé Sr+T

Puisque les écarts types observés dans les valeurs de modules sont relativement faibles (Tableau 3.7) nous pouvons considérer ces valeurs moyennes pour calculer les modules relatifs. Le Tableau 3.8 présente les valeurs obtenues à partir de la relation précédente.

Tableau 3.8. Modules relatifs calculés à partir des valeurs du Tableau 3.7

T°C	Sr100	Sr60	Sr30	Sr00
T200	0,74	0,73	0,71	0,68
T150	0,80	0,81	0,83	0,78
T80	0,91	0,92	0,88	0,85
T20 ou T60	1,00	0,96	0,92	0,89

Les valeurs de modules relatifs (Tableau 3.8) sont représentées par sur la Figure 3.14.

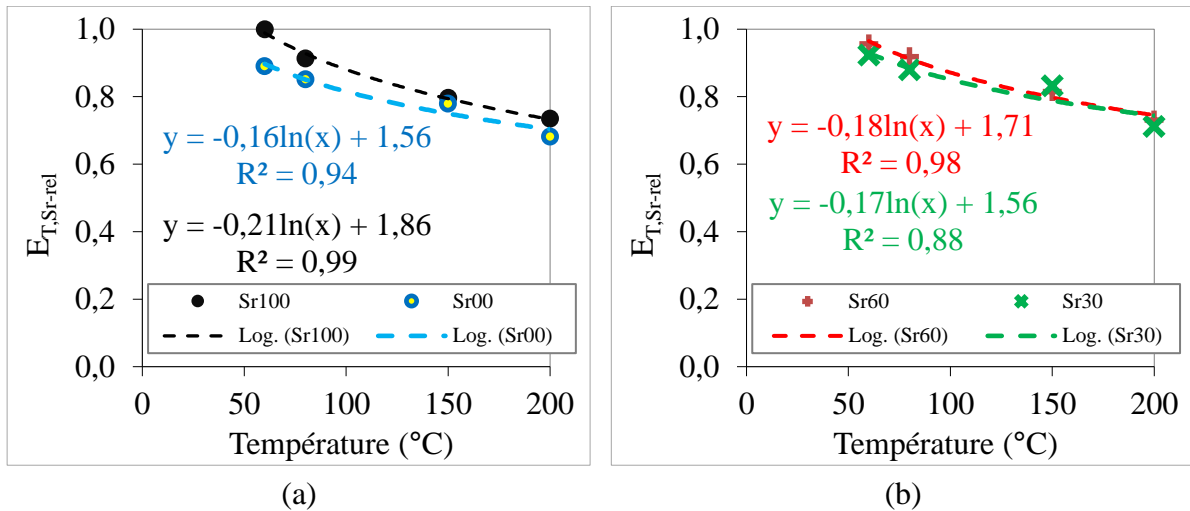


Figure 3.14. Evolution de E en fonction de la saturation par niveau de sollicitation thermique

- Pour un degré de saturation donné, l'augmentation de la température conduit à une baisse significative (de 3% pour les faibles saturations jusqu'à 25% pour les fortes saturations) du module d'élasticité. Les éprouvettes initialement saturées à 100% semblent montrer que plus le matériau contient de l'eau et plus il est endommagé après sollicitation thermique par rapport à son état d'avant sollicitation. La surpression due à la vapeur d'eau peut expliquer cette évolution. Cette pression de vapeur d'eau étant plus importante lors du choc thermique quand le matériau contient initialement d'avantage d'eau. A contrario, la présence d'eau dans le matériau conduit à limiter la déshydratation donc sa dégradation. Dans le cas présent, il semble que ce phénomène soit minoritaire par rapport à la pression de la vapeur d'eau. Cependant, il serait intéressant de poursuivre l'étude en sollicitant pendant différentes durées les éprouvettes. Ce que nous n'avons pas fait dans cette étude.
- On comprend mieux la faible évolution du module en fonction de la saturation initiale pour les températures 80°C, 150°C et 200°C sur la Figure 3.13-b. Deux phénomènes à effets inverses sont en effet en jeu : d'un côté, quand le matériau est partiellement saturé en eau au moment du choc thermique, la surpression de la vapeur d'eau conduit à diminuer le module, mais de l'autre côté, la dessiccation totale et la décomposition des hydrates sous l'effet de la température avant le choc sont prépondérantes lorsque le matériau contient peu d'eau lors du choc thermique. Les modules avant le choc thermique des éprouvettes saturées en eau sont supérieurs à ceux des échantillons à faibles saturations. Si la durée du choc thermique (14 heures pour toutes les éprouvettes) avait été au-delà de 14 heures, il est plausible que les modules des éprouvettes partiellement saturées diminuent pour se situer au niveau voire en dessous des éprouvettes à $Sr = 0\%$: une fois que toute l'eau s'est évaporée s'en suivra la dessiccation totale et la décomposition des C-S-H en fonction de la durée du séchage.

Quoiqu'il en soit, nous pouvons déduire de l'évolution relative des modules de la Figure 3.14 les variables d'endommagements thermo-hydrrique telle que définies dans ce document :

$$D_{TH} = 1 - E_{T,Sr_{rel}} \quad (\text{Eq. 3.18})$$

$$D_{TH} = A_H \ln(T) - B_H \quad (\text{Eq. 3.19})$$

Avec A_{TH} et B_{TH} : paramètres fonction de l'état hydrique du matériau

Le Tableau 3.9 présente les valeurs de A_{TH} et B_{TH} en fonction de Sr pour le béton étudié ici.

Tableau 3.9. Coefficients A_{TH} et B_{TH} en fonction de la saturation initiale du matériau

Degré de saturation	Valeurs expérimentales de A_{TH}	Valeurs expérimentales de B_{TH}
00%	0,16	0,56
30%	0,17	0,56
60%	0,18	0,71
100%	0,21	0,86

Discussions. Si les évolutions présentées sur la Figure 3.14 montrent une faible sensibilité de l'endommagement D_{TH} relativement à l'état hydrique initial, on peut remarquer tout de même que dans les valeurs présentées dans le Tableau 3.9 il y a une légère tendance en fonction du degré de saturation. Une perspective à ce travail est de réfléchir aux dispositifs expérimentaux pour contenir l'eau dans le matériau lors des chocs thermiques à des températures de 150 à 200°C.

3.4.1.3. Evolution de E et de D_{HM} en fonction de la contrainte mécanique

Nous avons réalisé les essais de mesure de la perméabilité et du module endommagé mécaniquement de manière couplée. Nous présentons donc les résultats en Section 3.4.2.3.

3.4.2. Influence de l'état hydrique, de la température et de la sollicitation mécanique sur la perméabilité

3.4.2.1. Perméabilité en fonction de l'état hydrique $k(Sr)$

Principe

Comme le mentionne le Tableau 3.4, les perméabilités de trois trios d'éprouvettes sont mesurées à différents états de saturation : 0, 20, 30, 60 et 80 %. Les éprouvettes n'ont pas subi le même séchage : les trois éprouvettes kSrG7 ont été séchées entre 40 et 80°C, les éprouvettes kSrG4 entre 40 et 50°C et les éprouvettes kSrG6 entre 40 et 60°C. Ainsi, nous avons pu montrer que le séchage à 80°C n'a pas eu d'impact particulier sur la perméabilité des éprouvettes kSrG7 si le séchage progressif tel que décrit dans le Tableau 3.4 est suivi.

Résultats expérimentaux

La Figure 3.15 présente les résultats obtenus sur les trois éprouvettes kSrG7-si. La Figure 3.15 montre que la perméabilité est influencée par l'état de saturation en eau du matériau ; elle augmente quand le degré de saturation en eau diminue. Ce résultat est en accord avec ceux de la littérature (Abbas *et al.*, 1999; Carcassès *et al.*, 2001; Z. A. Kameche *et al.*, 2014; Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004; Romer, 2005).

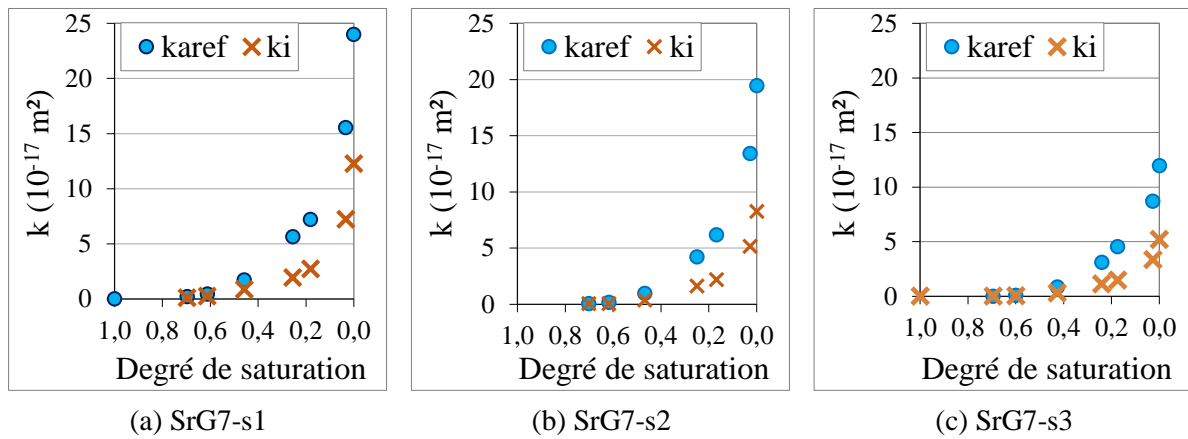


Figure 3.15. Evolution de la perméabilité en fonction de Sr sur les éprouvettes kSrG7

Les dispersions observées pour *un même état* de saturation peuvent s'expliquer par l'hétérogénéité du béton en termes de microstructure et plus particulièrement de porosité accessible à l'eau : les éprouvettes n'avaient pas exactement les mêmes degrés de saturation Sr à chaque étape. Ces dispersions n'influent pas les évolutions relatives de la perméabilité que nous présentons maintenant.

Analyse

L'évolution de la perméabilité en fonction de la saturation est généralement quantifiée par la variation de perméabilité relative :

$$k_{Sr_r} = \frac{k_{Sr}}{k_{Sr_f}} \quad (\text{Eq. 3.20})$$

Avec k_{Sr_r} : perméabilité relative en fonction du degré de saturation

k_{Sr} : perméabilité à un état de saturation donné

k_{Sr_f} : perméabilité à l'état de saturation Sr_f le plus bas atteint à l'issue du séchage.

Dans la suite on utilisera k_{aref} qui est égale à k_a (2 bars). Sans précision donnée, « k » désigne la perméabilité apparente ou intrinsèque.

La perméabilité de référence k_{Sr_f} est parfois définie comme la perméabilité à l'état totalement sec : $Sr = 0\%$. Toutefois, cet état ne peut être atteint qu'après un séchage à 105°C , ce qui entraîne l'influence d'autres facteurs que l'état de saturation (dégradations physiques du béton). Dans ce travail, nous considérerons les états de référence suivants :

- Epreuves kSrG7 : $Sr_f = 3\%$, avec un séchage à 80°C à masse constante
- Epreuves kSrG6 : $Sr_f = 3\%$, avec un séchage à 60°C à masse constante
- Epreuves kSrG4 : $Sr_f = 6\%$, avec un séchage à 50°C à masse constante

Les résultats pour les éprouvettes kSrG7 sont présentés sur la Figure 3.16-a et ceux des éprouvettes kSrG6 et kSrG4 sur la Figure 3.16-b. Le modèle de Van Genuchten (Eq. 3.1) pour $q = 3,7$ et $m = 0,5$ est également mentionné sur les graphiques. Ces valeurs de q et m correspondent à la plage des valeurs de la littérature telles que résumées dans le Tableau 3.1.

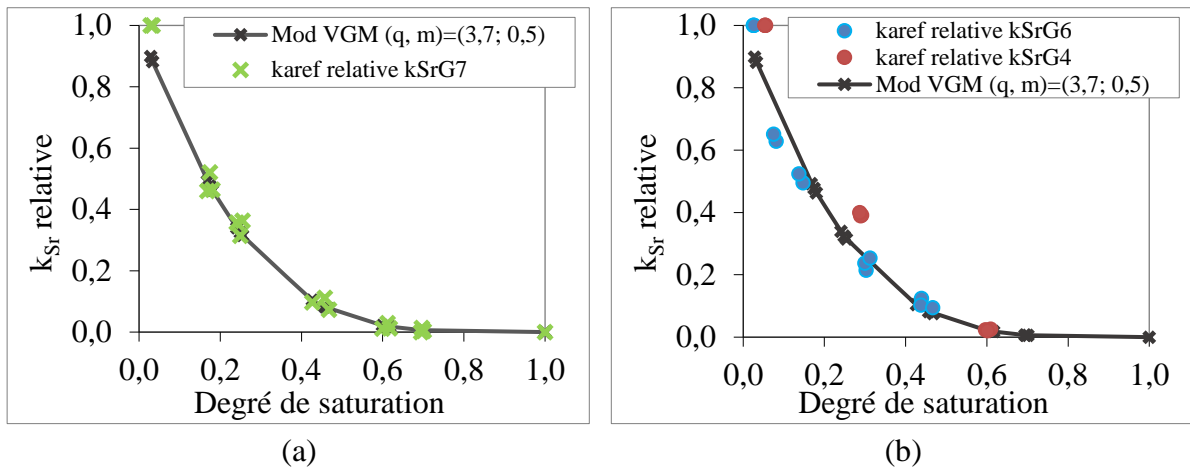


Figure 3.16. Evolution relative de la perméabilité en fonction de la saturation

On remarque d’abord que pour les trois triplets d’éprouvettes, les perméabilités relatives sont sensiblement égales et peuvent être approchées par le même modèle de Van Genuchten : la température de séchage finale lorsqu’elle est inférieure à 80°C n’a pas eu d’impact sur la perméabilité relative. Il est alors intéressant de préciser que le protocole de séchage développé en Chapitre 1 (Section 1.5.1.3) et suivi pour les éprouvettes kSrG7 semble permettre de couvrir une large plage de degrés de saturation sans induire de dégradation supplémentaire quelle que soit la température comprise entre 50 et 80 °C. En outre, il est plus rapide que les autres protocoles de séchage suivi pour les éprouvettes kSrG4 et kSrG6 comme le montrent les évolutions du degré de saturation au cours du séchage (Figure 3.17).

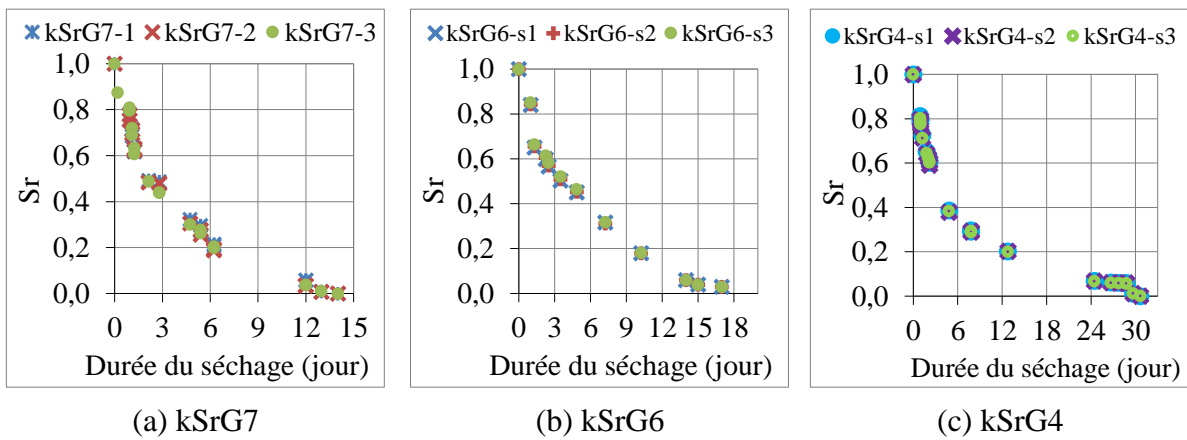


Figure 3.17. Evolution du degré de saturation au cours du séchage

Relation perméabilité - endommagement hydrique

On considère l’endommagement hydrique donné par la relation (Eq. 3.16) et la perméabilité relative donné par le modèle de Van Genuchten (Eq. 3.1) pour $q = 3,7$ et $m = 0,5$, on établit le modèle suivant entre la perméabilité relative et l’endommagement hydrique. La Figure 3.18 présente le modèle et les valeurs expérimentales.

$$k_{Sr} = k_{3\%} \left(\frac{D_H}{0,0831} \right)^{3,436} \quad (\text{Eq. 3.21})$$

Avec k_{Sr} : perméabilité à un état de saturation donné ; $k_{3\%}$: perméabilité à $S_r = 3\%$

D_H : endommagement hydrique fonction du degré de saturation

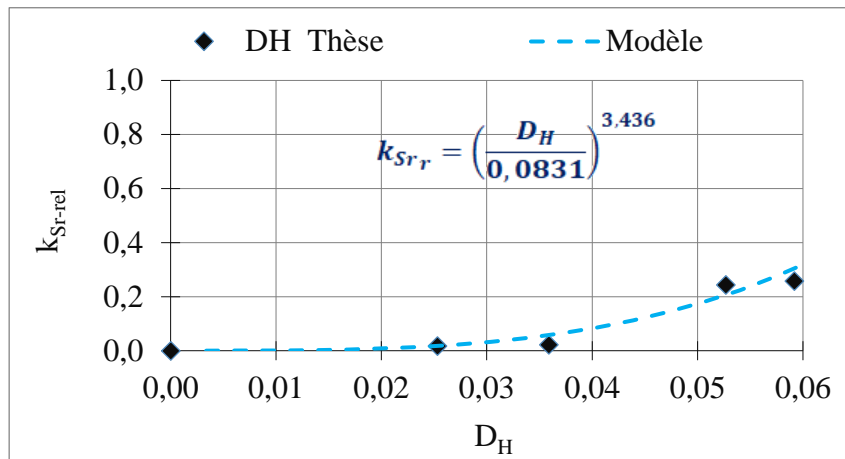


Figure 3.18. Modèle perméabilité – endommagement hydrique

3.4.2.2. Perméabilité en fonction de la température et de la saturation

Principe

Dans cette partie, l'étude consiste à déterminer l'impact d'une sollicitation thermique sur la perméabilité. Les mesures sont effectuées après retour à température ambiante (20°C). Trois températures sont étudiées 80, 150 et 200°C pour quatre états de saturation (80%, 60%, 30% et 10%).

Après les chocs thermiques à 150 et 200°C, le degré de saturation des éprouvettes est égal à 00% malgré l'étanchéité mise en place. Les essais de perméabilité ont d'abord été réalisés sur les éprouvettes à l'état sec de sortie d'étuve. Cependant, sur site, la condensation de la vapeur d'eau dans les pores du matériau fait que celui-ci ne sera pas totalement sec après un choc thermique à 150°C. Nous avons alors remis les éprouvettes au même état de saturation d'avant le choc thermique et refait la mesure de perméabilité.

Les degrés de saturation des éprouvettes ont été atteints par un séchage à une température comprise entre 40 et 50°C afin d'être capable d'apprécier l'impact d'un choc thermique à 80°C sur les éprouvettes. L'impact de ces chocs est estimé par comparaison avec les perméabilités obtenues sur des échantillons ayant subi une température maximale de 50°C.

Résultats expérimentaux

Les résultats présentés ici sont ceux obtenus après avoir remis les éprouvettes à l'état de saturation préalable aux chocs thermiques à 150 et 200°C. Les analyses sont les mêmes qu'avec les éprouvettes testés en l'état après les chocs thermiques. Cependant les lois d'évolution ne sont pas les mêmes.

La Figure 3.19 présente l'évolution des perméabilités en fonction du degré de saturation Sr par niveau de choc thermique après re-saturation (lors de la mesure le degré de saturation des éprouvettes est égal au degré de saturation initial du début du choc thermique). Aux forts degrés de saturation, l'impact des chocs thermiques inférieurs à 150°C sur la perméabilité est faible alors que le choc thermique à 200°C provoque une forte augmentation de la perméabilité. Aux degrés de saturation les plus faibles, l'impact du choc à 150°C est de plus en plus marqué. Toutefois, son importance diminue en relatif car la perméabilité devient de plus en plus forte même pour la conservation à 50°C ce qui est analysée dans la suite.

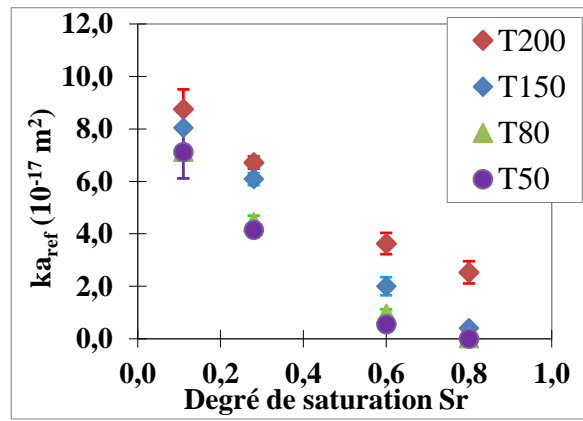


Figure 3.19. Evolution de la perméabilité en fonction de Sr par niveau de choc thermique après re-saturation

Ces résultats peuvent également être analysés par état de saturation (Figure 3.20).

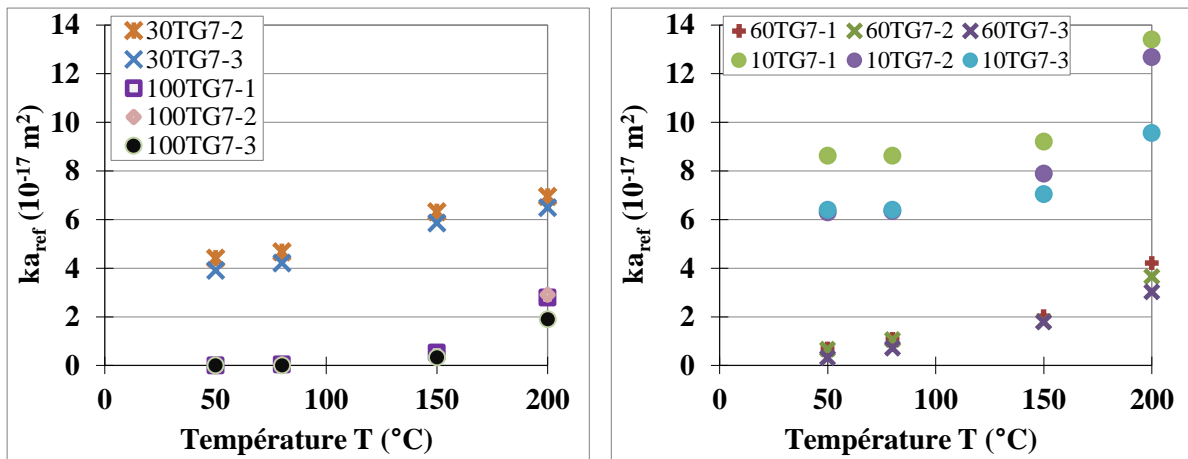


Figure 3.20. Evolution de la perméabilité en fonction de la température

A partir de la Figure 3.19 et de la Figure 3.20, on peut faire l’observation principale suivante : la sollicitation thermique conduit à une augmentation de la perméabilité et cette augmentation est fonction de l’état de saturation du matériau. On observe notamment qu’entre 50°C et 80°C :

- Cette augmentation de la perméabilité est égale à 0% et 7 % pour Sr = 10% et Sr = 30%, respectivement
- Elle est supérieure à 70% lorsque Sr est supérieur ou égal à 60%.

Perméabilités relatives en fonction de la température

Pour compléter et mieux apprécier ces observations, nous analysons à présent les évolutions relatives de la perméabilité telles que définies par la relation suivante :

$$k_{SrT_{rel}} = \frac{k_{Sr,T}}{k_{3\%}} \tag{Eq. 3.22}$$

Avec $k_{SrT_{rel}}$: perméabilités relatives ; $k_{3\%}$: perméabilité à Sr = 3%

Le Tableau 3.10 présente les valeurs des perméabilités relatives calculées à partir des valeurs moyennes présentées sur la Figure 3.19.

Tableau 3.10. Perméabilités relatives calculés à partir des valeurs du

T°C	Sr03	Sr10	Sr30	Sr60	Sr80
T200	-	0,94	0,53	0,29	0,20
T150	-	0,63	0,48	0,15	0,03
T80	-	0,56	0,35	0,08	0,00
T20 ou T50	1,00	0,56	0,33	0,04	0,00

L'ensemble des valeurs de Tableau 3.10 sont représentés par sur la Figure 3.21.

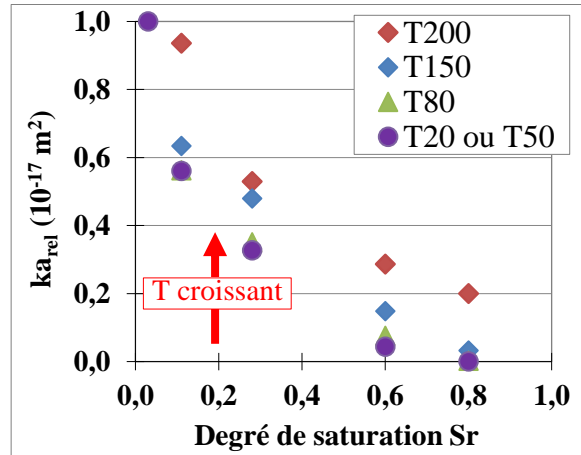


Figure 3.21. Evolution de k en fonction de la saturation par niveau de sollicitation thermique

Les observations faites précédemment sur l'évolution de la perméabilité sont mieux appréciables à partir de la Figure 3.21. Le résultat principal est que la perméabilité augmente avec la température. Nous pouvons mieux nuancer et expliquer à présent ce résultat.

- L'augmentation de la perméabilité avec la température est forcément associée à une augmentation des chemins (porosité et fissuration) accessibles au gaz. L'augmentation de la porosité accessible au gaz peut être associée à l'augmentation de la connectivité des pores, et à l'ouverture de nouveaux cheminements d'écoulement. La fissuration thermique sous sollicitation thermique peut expliquer ces évolutions des cheminements d'écoulement.
- Aux forts degrés de saturation, l'impact du choc thermique de 200°C sur la perméabilité est très significatif à 60 et 80 %. Ce choc a donc causé des endommagements suffisamment significatifs pour rendre le béton perméable même à des degrés de saturation de 80 %. Ce choc thermique doit donc être responsable de la création d'un réseau de fissures dont l'ouverture est assez grande pour ne pas être saturé même à 80 % ce qui n'est pas le cas pour le choc à 150 °C.
- Lorsque le degré de saturation est inférieur à 30%, cette augmentation de la perméabilité avec la température est relativement réduite entre 50 et 80°C. Pour cette gamme de température, il n'y a pratiquement pas d'augmentation de la perméabilité quand Sr = 10% alors que comme le précise le Tableau 3.10, quand Sr = 60 %, la perméabilité augmente du simple ($k_{SrTrel} = 0,04$) au double ($k_{SrTrel} = 0,08$).

C'est ce dernier résultat qui nous a conduit au protocole de séchage de référence développé dans le Chapitre 1. Ce résultat explique par ailleurs ceux de Lion *et al.* (2005) qui après avoir séchées des éprouvettes de mortier à 60°C, les ont soumises à des

températures comprises entre 105°C et 200°C : ils n’ont pas observé d’évolution significative de la perméabilité entre 25°C et 105°C (Lion *et al.*, 2005).

A présent, nous pouvons présenter les lois d’évolution de la perméabilité en fonction de la température.

Dans l’étude présentée ici, les mesures de perméabilité sont faites après retour à température ambiante, alors le modèle (Eq. 3.3) sera utilisé pour l’établissement des lois d’évolution. Ces nouvelles lois ont la particularité d’intégrer l’état de saturation du béton avant et après le choc thermique ce qui n’a pas été fait jusque-là. Pour cela nous déterminons le coefficient C_T puis analysons son évolution en fonction du degré de saturation.

Il convient alors de représenter les valeurs de perméabilités (Figure 3.22) en fonction de la température $T-T_0$. Nous considérons comme T_0 la température maximale de séchage soit 50°C (cas des éprouvettes kSrG7T étudiées ici).

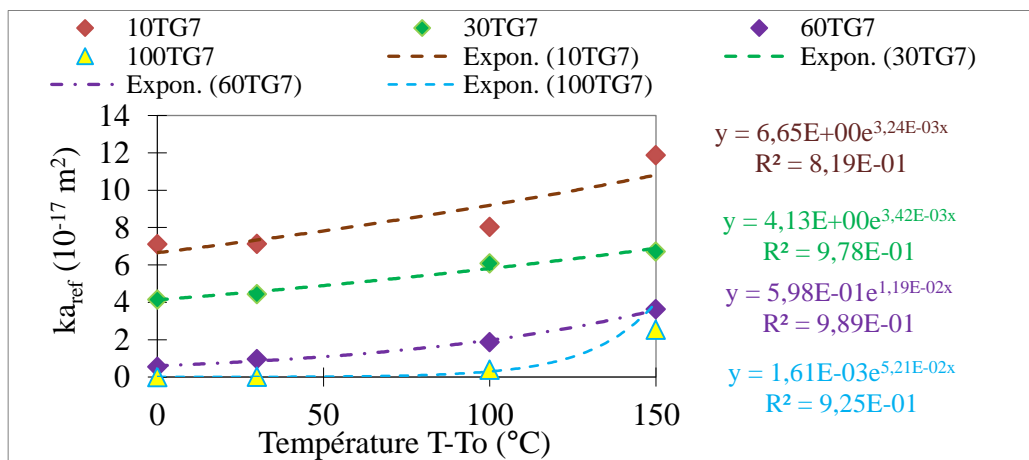


Figure 3.22. Lois d’évolution de la perméabilité en fonction de T par niveau de sollicitation thermique à partir des perméabilités mesurées

A partir de ces graphiques, on remarque que le coefficient C_T est fonction de la saturation. Nous le noterons alors $C_{T,Sr}$ et le Tableau 3.11 présente les valeurs de ce coefficient déterminées à partir des valeurs moyennes de perméabilité (Figure 3.22) en fonction de la saturation.

Tableau 3.11. Coefficient $C_{T,Sr}$ en fonction de la saturation initiale du matériau

Degré de saturation	Valeurs expérimentales de $C_{T,Sr}$ et valeurs bibliographiques
10%	$3,24 \cdot 10^{-03}$
30%	$3,42 \cdot 10^{-03}$
60%	$1,19 \cdot 10^{-02}$
80%	$5,21 \cdot 10^{-02}$
Sec	$1,00 \cdot 10^{-03}$ (Choinska, 2006)
Sec	$1,185 \cdot 10^{-02}$ à $2,019 \cdot 10^{-02}$ avec la perméabilité eau (Gawin <i>et al.</i> , 2005)

Relation perméabilité - endommagement couplé hydrique + thermique

Les lois proposées sont relatives au cas où les éprouvettes sont testées après les chocs thermiques à 150 et 200°C à l'état hydrique de sortie du choc thermique soit ($S_r = 0$).

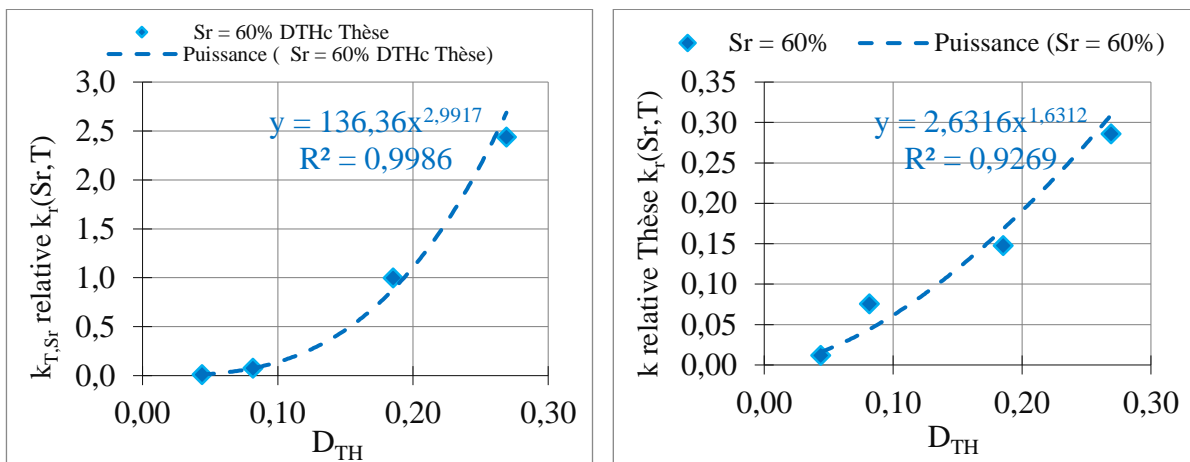
Puisque nous n'observons pas un effet marqué de la saturation, nous proposons alors de considérer les résultats pour l'état hydrique $S_r = 60\%$ correspondant à l'état d'étude du projet ENDE. En exprimant la perméabilité relative telle que définie par la relation (Eq. 3.22) en fonction de l'endommagement thermo – hydrique défini par la relation (Eq. 3.19), on obtient le modèle suivant :

$$k_{T,Sr} = k_{3\%} (a_{TH} D_{TH}^{b_{TH}}) \tag{Eq. 3.23}$$

Avec $k_{3\%}$: perméabilité (apparente ou intrinsèque) à $S_r = 3\%$

$a_{TH} = 136,36$ et $b_{TH} = 3,00$ dans le cas où il n'y a pas eu de re-saturation comme dans le cas des dalles ENDE

La Figure 3.23 présente l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement thermo – hydrique pour les éprouvettes k60G7.



(a) Sans re-saturation après choc thermique

(a) Avec re-saturation

Figure 3.23. Evolution de la perméabilité en fonction de D_{TH} sur les éprouvettes k60G7T

Dans le cadre du projet ENDE, les dalles n'ont pas été remises à l'état hydrique initial d'avant les chocs thermiques à 150 et 200°C, donc c'est le modèle de la Figure 3.23-a que nous utiliserons dans le Chapitre 5 pour le calcul des débits de fuite.

3.4.2.3. Perméabilité en fonction du chargement mécanique

Principe

Mise en charge d'une éprouvette jusqu'à rupture et mesure de la perméabilité et des déformations verticales en permanence. Dans cette section, nous ne faisons pas mention de l'état de saturation des éprouvettes lors de la sollicitation sous presse mécanique.

Résultats expérimentaux

Dans cette partie, nous présentons directement les évolutions relatives de la perméabilité calculée à partir de la relation suivante. Nous utilisons les définitions usuelles de la littérature.

$$k_{Mrel} = \frac{k_M}{k_{M0}} \quad (\text{Eq. 3.24})$$

Avec k_{Mrel} : perméabilités relatives

k_M : perméabilités sous chargement ou après chargement mécanique

k_{M0} : perméabilité avant le premier chargement mécanique

Les résultats types issus d'un essai de mesure de la perméabilité sous chargement mécanique sont présentés sur la Figure 3.24. La perméabilité a été mesurée sous chargement et après déchargement pour chaque niveau de charge (nous considérons comme déchargé lorsque la contrainte de sollicitation est égale à 5 % de la contrainte de rupture).

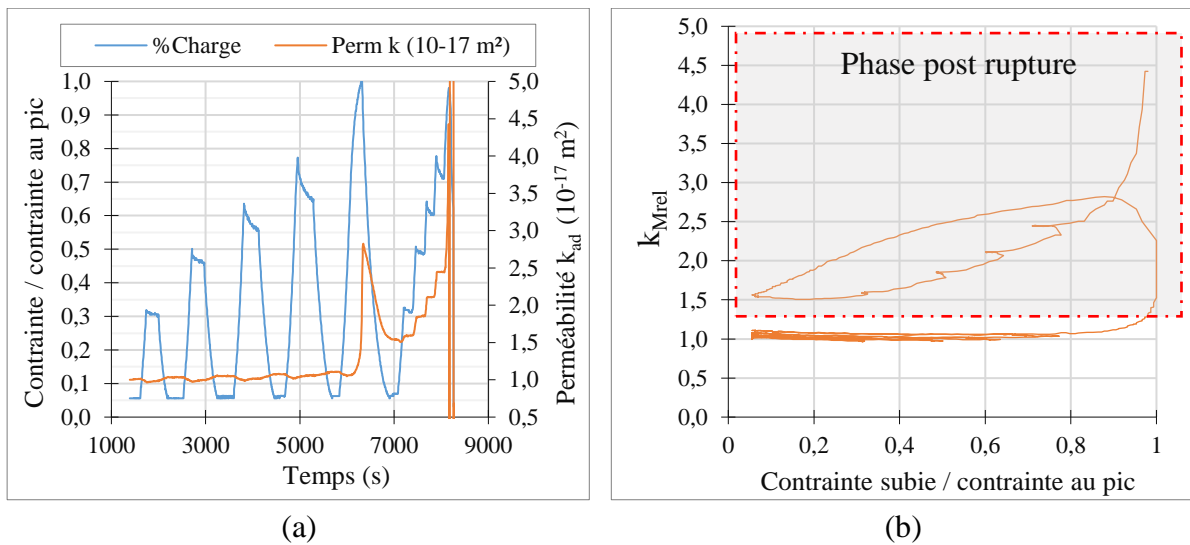


Figure 3.24. Evolution de la perméabilité apparente à la double cloche k_{ad} sous chargement mécanique sur une éprouvette de notre étude

On peut lire sur ces graphiques :

- Une première phase de légère diminution de la perméabilité après le palier de pré-charge. Cette diminution de la perméabilité est observée à chaque fois que le béton est rechargé jusqu'à pratiquement 90% de la contrainte de rupture. Dans la littérature, cette limite de sollicitation à partir de laquelle est observée une augmentation significative de la perméabilité est de 80-85% (Choinska, 2006) ou encore de 90% (Picandet, 2001) ou encore 40 % (Kermani, 1991) référencé dans (Picandet, 2001).

La diminution de la perméabilité sous chargement durant la phase pré-pic s'explique par le changement de volume du matériau (Choinska, 2006). En effet, du fait de la charge mécanique, les pores du matériau se referme, le matériau se consolide et les cheminements de transfert sont alors réduits avec pour conséquence la diminution de la perméabilité.

- Après cette première phase, on peut distinguer moins nettement une deuxième phase : elle correspond à 60-90% de la contrainte de rupture. La perméabilité commence à augmenter même en chargement.
- La troisième phase est clairement identifiée à partir du pic du chargement avec un premier pic de la perméabilité. Ce niveau de chargement correspond à la phase d'endommagement marqué du matériau avec la localisation et le développement des macro fissures ce qui

conduit à une augmentation marquée de la perméabilité (Desmettre et Charron, 2012; Torrenti et al., 1999).

Après le pic d'endommagement, nous avons poursuivi l'essai aux mêmes taux de chargement, On peut également observer :

- Premières phases de chargement : la perméabilité augmente de 1,5 à 4 fois par rapport à sa valeur initiale pour des chargements compris entre 0,5% et 75%.
- Au-delà de 75%, les fissures sont réouvertes et la perméabilité augmente énormément jusqu'à 60 fois sa valeur de référence (non représenté sur la figure).
- Ces résultats sont en accord avec ceux de la littérature qui mettent en évidence l'historique d'un endommagement mécanique sur le comportement du matériau. En effet, comme mentionné dans la revue bibliographique, lorsqu'on suit la perméabilité sous charge d'une éprouvette qui au préalable a subi un chargement jusqu'à 30% de la contrainte de rupture, le seuil de contrainte au-delà duquel la perméabilité augmente est de 30% du chargement maximal (Banthia *et al.*, 2005) ou de 50% (Saito et Ishimori, 1995). Ce seuil n'existe pas dans le cas de nos éprouvettes puisque les éprouvettes ont été menées à la ruine lors des premiers cycles de chargement.

Analyse endommagement mécanique et perméabilité

Pour pouvoir comparer nos résultats par rapport à ceux de la littérature et pour analyser l'impact de l'endommagement mécanique seul, nous considérons comme référence l'état du matériau avant la mise en charge de compression. L'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement est présentée alors sur la Figure 3.25.

$$k_{M_{rel}} = \exp[(a_M D_M)^{b_M}] \quad (\text{Eq. 3.25})$$

Avec $k_{M_{rel}}$: perméabilités relatives

a_M et b_M : coefficients expérimentaux.

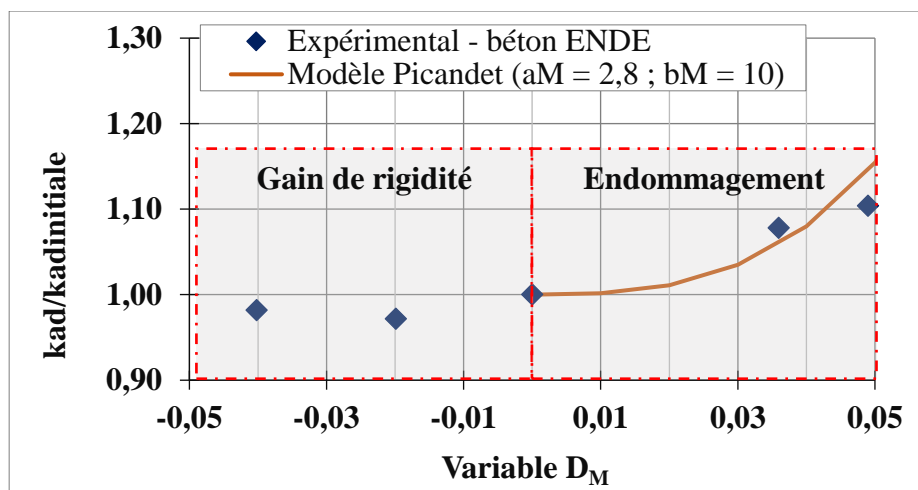


Figure 3.25. Evolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement mécanique sur une éprouvette

Les résultats présentés sur la Figure 3.25 sont particulièrement intéressants à différents égards :

- Le modèle de Picandet (2001) permet de modéliser la relation perméabilité – endommagement mécanique du béton étudié dans ce travail,
- La mesure de la perméabilité sous charge est la mieux représentative de la situation du site, mais elle est compliquée à réaliser (Picandet, 2001). A travers le dispositif expérimental développé dans le cadre de cette étude on a pu remarquer qu’il est possible de rendre cette expérimentation de mesure de la perméabilité sous charge accessible et simple à réaliser.
- La correspondance établie entre la perméabilité à la double cloche et la perméabilité au Cembureau (nous savions que pour un matériau donné, les perméabilités apparentes étaient égales à un facteur près) permet de valider les évolutions relatives de la perméabilités analysées précédemment.

Cependant, dans le cadre du projet ENDE dans son ensemble, la charge mécanique maximale appliquée correspond à 30 % environ de la charge de rupture, comme nous l’avons vu, à ce niveau de chargement, la perméabilité connaît une légère baisse (d’environ 2%). Pour cela, nous n’allons pas considérer l’endommagement mécanique pour le calcul des fuites dans la zone de fuite diffuse. Les perméabilités qui seront ainsi calculées dans le chapitre 5, sont potentiellement surévaluées d’environ 2 %.

3.5. Conclusion du Chapitre 3

Il était question dans ce chapitre d'étudier les évolutions de la perméabilité du béton en fonction de différents endommagements :

- Endommagement hydrique du fait du séchage du matériau : des éprouvettes ont été testées à différents degrés de saturation : 100%, 60%, 30% et 0%
- Endommagement thermique du fait d'un choc thermique à 80, 150 et 200°C du matériau. Différents états hydriques du matériau ont aussi été étudiés : 80%, 60%, 30% et 0%
- Endommagement mécanique du fait de la précontrainte et de la contrainte résiduelle du béton sur site.

Les résultats ont montré que l'état hydrique était un paramètre essentiel dans la variation de la perméabilité, une variable d'endommagement hydrique a été définie pour suivre l'évolution du module en fonction de la saturation, et la perméabilité a été reliée à cette variable d'endommagement au moyen d'un modèle (Eq. 3.21).

Une variable d'endommagement thermo-hydrique a également été définie pour suivre l'évolution du module en fonction de la température, et la perméabilité a été reliée à cette variable d'endommagement au moyen d'un modèle (Eq. 3.23). Pour ce type de sollicitation, le niveau de température a un impact important sur l'état de fissuration induit par le choc thermique.

Quant à l'endommagement mécanique, on a remarqué que dans les limites de chargement définies par le projet ENDE, la charge mécanique a peu d'impact sur la perméabilité : on observe en réalité une consolidation du matériau, pour de faibles charges de compression ce qui est traduit par une légère baisse de la perméabilité. Nous n'avons pas proposé de modèle pour évaluer cette baisse de la perméabilité sous charge mécanique qui ne sera pas prise en compte dans le calcul de fuites final. Cependant, nous avons vu que le modèle de Picandet (2001) permettait de modéliser la relation perméabilité – endommagement mécanique.

L'intérêt de cette étude réside alors dans le nouveau dispositif expérimental développé : mesure de la perméabilité avec la technique de la double cloche sous chargement mécanique. Ce dispositif a été en réalité développé pour les besoins du projet ENDE : effectuer simultanément plusieurs mesures (perméabilité, vitesses d'ondes acoustique, ultrasonores, endommagement mécanique) sur les dalles. Si la mesure des vitesses d'onde n'est pas problématique, celle de la perméabilité dans ces conditions représentait un enjeu.

Ce dispositif a d'ailleurs été déjà mis en œuvre sur des éprouvettes de tailles moyennes (25x 12x 12 cm³) pour étudier les cheminements de transfert dans le béton armé sous chargement mécanique (ouverture des fissures due à la présence d'acier dans le béton) avec des résultats assez prometteurs, mais dans ce document nous ne faisons pas cas de cette étude. L'étude des cheminements de transfert du fait de la présence des aciers dans le béton a alors été faite sans chargement mécanique tel que présenté dans le Chapitre 4 que nous abordons maintenant.



C **HAPITRE** **4** **ETUDE DES INTERACTIONS**
PERMEABILITE - INTERFACES ACIER/BETON

SOMMAIRE CHAPITRE 4

4.1. Introduction	139
4.1.1. Contexte, justification et objectif général	139
4.1.2. Revue bibliographique sur le transfert de masse dans les matériaux cimentaires	140
4.1.3. Structure et objectifs spécifiques du chapitre	141
4.2. Base théorique.....	142
4.3. Matériel et méthodologie.....	142
4.3.1. Dispositif expérimental	142
4.3.2. Programme expérimental	142
4.3.3. Matériau, éprouvettes et conditionnement.....	143
4.4. Résultats et analyse.....	145
4.4.1. Reproductibilité de la cinétique de débit	145
4.4.2. Impact des interfaces acier-béton sur la perméabilité.....	147
4.4.3. Impact des interfaces acier-béton sur les débits et sur la cinétique des débits.....	149
4.4.3.1. Débit d'air, TERPE et différentes zones de perméabilité.....	149
4.4.3.2. Contribution du béton sain aux écoulements dans le cas des éprouvettes armées	151
4.4.3.3. Discussions	153
4.5. Conclusion chapitre 4.....	160



4.1. Introduction

Ce chapitre a fait l'objet d'une publication acceptée (Sogbossi et al., 2017). Le texte présenté ci-dessous est une version française de cette publication. Dans sa version originale, la publication est orientée « durabilité des ouvrages en béton armé ».

4.1.1. Contexte, justification et objectif général

La durabilité des structures en béton armé est largement affectée par leurs propriétés de transfert (Abbas *et al.*, 1999; Care et Derkx, 2011; Ollivier *et al.*, 2012). La perméabilité du matériau et sa capacité à favoriser la diffusion sont alors considérées comme des indicateurs majeurs de sa durabilité (Abbas *et al.*, 1999; Basheer *et al.*, 2001; Hilsdorf et Kropp, 2004). Habituellement, comme dans le Chapitre 3 qui a étudié les interactions entre la perméabilité et différents endommagements, la perméabilité du béton est étudiée sur des échantillons non armés. Ainsi, l'effet de la présence de barres d'acier sur la perméabilité dans le béton armé a été peu étudié dans la littérature. Le choix de cette configuration d'étude peut cependant être justifié par le fait que les aciers ne sont généralement pas exposés à l'air libre et le fait que la perméabilité du béton armé sous sollicitations est inférieure à celle du béton non armé du fait notamment du rôle mécanique des aciers. Les perméabilités déterminées dans le Chapitre 3 sont donc théoriquement sécuritaires par rapport à la réalité.

Mais en dehors du rôle mécanique des aciers dans le béton armé (dans le cas des structures fortement armées et précontraintes comme c'est le cas des enceintes nucléaires), la présence des aciers peut avoir d'autres impacts vis-à-vis des transferts :

- L'interface acier-béton présente une porosité plus grande que le béton, et peut ainsi être à l'origine de cheminements d'écoulements préférentiels pour les fluides. De tels cheminements de percolation pourraient avoir une faible résistance au transfert de fluide et modifier ainsi les cinétiques de transfert.
- De plus, les aciers sont également responsables de la fissuration du béton en raison du retrait empêché, même sans chargement externe. Ces fissures induites couplées aux vides aux interfaces acier-béton (Soylev et François, 2003; Na *et al.*, 2002; Mohammed *et al.*, 2002) peuvent perturber les transferts dans le béton, particulièrement dans le béton de peau, dont les propriétés de transfert sont déterminantes quant à la durabilité de l'ouvrage.

Pour le béton armé soumis au chargement, les différents mécanismes agissant sur la perméabilité sont concomitants. Pour obtenir une modélisation précise des phénomènes de transfert, il importe de distinguer la contribution de chaque mécanisme :

- Les effets de l'endommagement mécanique seul étudié dans le Chapitre 3 (Section 3.4.2.3),
- L'impact des fissures induites par le retrait empêché par la présence des armatures,
- L'impact des interfaces acier-béton (ce chapitre).

En conséquence, les transferts sur échantillons non armés et armés sans chargement mécanique doivent être analysés pour mettre en évidence la capacité des interfaces acier-béton à être des chemins de transfert de gaz. Dans la configuration des enceintes de confinement, il arrive que lors d'épreuve « enceinte », le béton se relaxe de ses contraintes de compression même s'il conserve en grande partie une contrainte résiduelle de compression (Section 1.4.1.2). Ainsi

relaxé, les interfaces acier-bétons ou les interfaces gaines-béton peuvent constituer des chemins de transfert de gaz.

L'objectif général de cette étude expérimentale est de caractériser l'effet de la présence d'aciers sur ces flux en mesurant les débits de fuite, la perméabilité et le temps d'établissement du régime permanent.

Mais avant de développer, nous faisons une étude bibliographique sur les mécanismes d'écoulements de matière dans le béton armé ou non armé afin de mieux situer notre étude et ses objectifs spécifiques.

4.1.2. Revue bibliographique sur le transfert de masse dans les matériaux cimentaires

Au sujet de la perméabilité du béton armé, la littérature ne renseigne essentiellement que sur le rôle mécanique des aciers et d'éventuels ajouts :

- L'ajout des fibres diminue la perméabilité du béton avec (Hubert *et al.*, 2014; Rapoport *et al.*, 2002) ou sans (Singh et Singhal, 2011) fissures dues au chargement mécanique.
- Les aciers conduisent à réduire l'ouverture des fissures sous charge mécanique et donc à diminuer la perméabilité dans le béton endommagé (Desmettre et Charron, 2011; Greiner et Ramm, 1995; Mivelaz, 1996; Rizkalla *et al.*, 1984). Dans ce cas, plusieurs mécanismes influent la perméabilité du béton : la modification de la porosité due au chargement mécanique, l'apparition des fissures et l'impact de l'interface acier-béton. On a notamment vu dans le Chapitre 3 que de faibles contraintes conduisent à une re-fermeture des pores existant et donc à la diminution de la perméabilité (Choinska, Khelidj, Chatzigeorgiou et Pijaudier-cabot, 2007) et que la perméabilité augmente lorsque la connectivité des fissures se produit (Choinska, Khelidj, Chatzigeorgiou et Pijaudier-cabot, 2007; Picandet *et al.*, 2001).

Dans les échantillons de béton armé, le rôle mécanique des aciers consiste à répartir les contraintes, ainsi ils réduisent la largeur de fissure avec pour conséquence une réduction des débits et donc de la perméabilité.

Quant aux cheminements de transfert de masse, la littérature fournit beaucoup d'informations relatives au béton non armé. Le transport de matières dans un matériau poreux est dû à la présence de chemins d'écoulement constitués généralement d'un réseau de pores connectés. Dans le cas des matériaux cimentaires et particulièrement dans le cas du béton, ces chemins sont principalement :

- les pores capillaires de la pâte de ciment (Hilsdorf et Kropp, 2004; Powers, 1958; Schutter et Audenaert, 2007),
- l'ITZ entre la pâte de ciment et les granulats (Maso, 2004; Ollivier *et al.*, 1995; Schutter et Audenaert, 2007; Scrivener *et al.*, 2004);
- les micro fissurations dans les granulats et dans la matrice cimentaire (Ismail, 2006; Schutter et Audenaert, 2007).

Ainsi, peu d'informations renseignent sur le rôle des interfaces acier-béton sans sollicitation mécanique.

4.1.3. Structure et objectifs spécifiques du chapitre

Si les interfaces acier-béton sont effectivement des chemins préférentiels de transfert et deviennent accessibles aux fluides par les fissurations, le béton de peau ne pourra pas assumer son rôle de protection contre les agressions et les barres d'acier se retrouveraient directement exposées. La cinétique de dégradation du béton armé peut en devenir fortement accélérée si d'autres phénomènes ne se produisent pas (auto cicatrisation des fissures dans le béton de peau). De même, comme ces interfaces acier-béton agissent sur la cinétique du flux de fluide, elles peuvent changer le temps d'établissement du régime permanent d'écoulement en raison de leur faible résistance au transfert (Verdier, 2001), selon la conception et l'importance du ferrailage dans la structure. Dans les structures fortement armées comme les enceintes nucléaires, les interfaces acier-béton sont nombreuses, elles ont une surface totale considérable et sont fortement connectées. Par conséquent, elles forment de considérables cheminements pour les transferts, ce qui devrait être pris en compte lors de la prévision de la durabilité, et en particulier de l'étanchéité de ces structures. Cette étude analyse la contribution des interfaces acier-béton au transfert de gaz dans le béton armé.

Sur site, le fort degré de saturation réduit le transfert dans le béton ordinaire. En fait, le degré de saturation du béton des enceintes de confinement avoisine 60 % à 70 % (Asali, 2016). Dans le cas général d'ouvrage sur site ce degré de saturation est généralement très élevé dans les endroits soumis à des précipitations et est généralement supérieur à 80% à 50 mm de profondeur (Stark, 1991). A ces taux de saturations, nous avons vu dans le Chapitre 3 (Section 3.3.2.1) que les débits de fuite pouvaient être très réduits.

Cependant, l'équation de Kelvin Laplace indique que les fissures avec une ouverture supérieure à un micromètre sont désaturées même à forte humidité relative (99,99%). Ainsi, en présence de fissure dans le béton de peau, l'interface acier-béton peut être facilement drainée même si le niveau de saturation du reste du béton est élevé. Étant donné que la perméabilité du béton est affectée par sa saturation en eau (Abbas *et al.*, 1999; Baroghel Bouny, 2008; Carcassès *et al.*, 2001; Kameche *et al.*, 2012; Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004), il est important d'effectuer la présente étude sur des matériaux à différents états de saturation en eau.

L'objectif de cette étude est d'analyser l'impact des interfaces acier-béton sur la perméabilité du béton armé comme potentiels chemins pour le transport de gaz dans le béton. Trois points spécifiques sont abordés :

- Impact de l'interface acier-béton sur la perméabilité,
- Impact de l'interface acier-béton sur la cinétique des écoulements,
- Impact de la fissuration induite près de l'interface acier-béton sur la perméabilité.

Les deux premiers points nous permettront d'identifier les zones de perméabilité différentes dans le béton armé. Le troisième point concerne une analyse de l'impact de l'ouverture des fissures sur le transfert.

Étant donné que le transfert de gaz dans le béton dépend du taux de saturation du matériau (Chapitre 3), dans le but d'obtenir une identification et une caractérisation plus pertinentes de la variation de perméabilité en fonction de la longueur des interfaces acier-béton dans les conditions de site, les trois études ont été effectuées à différents états de saturation : 0%, 6%, 30%, 60%, 80%, 90% et 100%. L'analyse quantifie l'impact des défauts créés par la barre d'acier pour chaque état de saturation.

4.2. Base théorique

La perméabilité est évaluée au moyen du perméamètre Cembureau, de la double cloche, du TPT et de la cloche simple modifiée. Cependant, nous n'exploitons ici que les résultats obtenus à partir du perméamètre Cembureau pour une pression de percolation égale à 2 bars absolue. Les résultats des autres appareils ont été utilisés dans le Chapitre 2 pour éprouver la capacité des approches de calcul proposées en cas de défaut dans le matériau.

La perméabilité est alors calculée à partir de l'équation de Hagen- Poiseuille. Le débit d'air est mesuré en régime permanent en surpression avec le perméamètre Cembureau.

4.3. Matériel et méthodologie

4.3.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est identique à celui décrit en Chapitre 2 (Section 2.3.1.1). Nous pouvons alors présenter directement le programme expérimental.

4.3.2. Programme expérimental

Le perméamètre Cembureau permet de tester des échantillons cylindriques : une face de l'échantillon est soumise à une pression d'injection et on mesure le débit sortant à travers la seconde face. Pour mesurer ainsi le débit d'air à travers un échantillon de béton armé, il existe donc différentes configurations.

- Configuration de la Figure 4.1. Le transfert dans les pores accessibles au gaz et/ou dans les fissures du matériau peut être analysé. Dans cette configuration, le béton autour des aciers et/ou les fissures connectées gouvernent le débit d'air qui traverse l'éprouvette. Ainsi, la contribution de l'interface acier-béton au flux de sortie Q_{v2} , ne peut pas être convenablement évaluée.

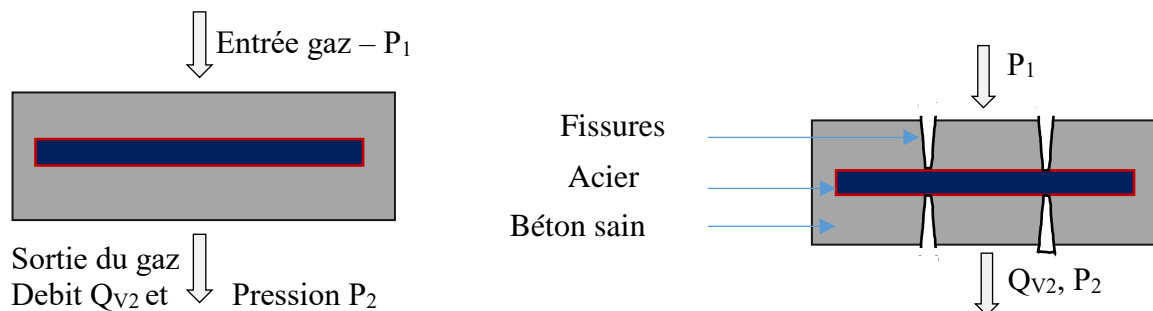


Figure 4.1. Mesure de débits d'air sur éprouvette de béton armé : Cas N°1

- Configuration de la Figure 4.2.

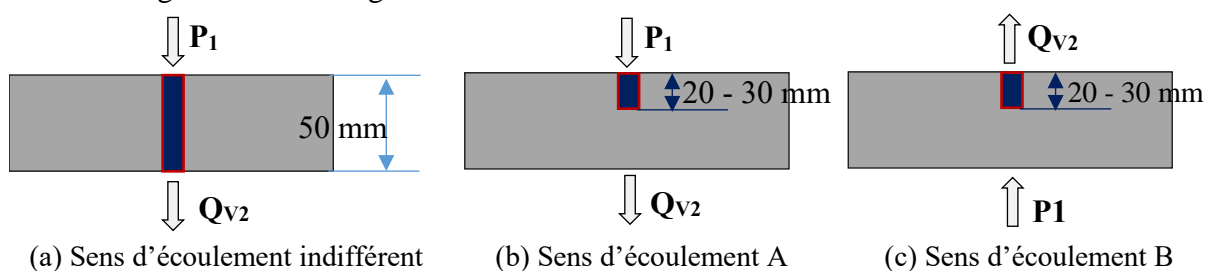


Figure 4.2. Mesure de débits d'air sur éprouvette de béton armé : Cas N°2

La configuration de la Figure 4.2 s'explique par le fait que sur site, les interfaces acier-béton peuvent être directement ou partiellement accessibles aux agents agressifs, notamment en

raison de la présence de fissures causées, par retrait de séchage ou par chargement externe. Pour évaluer la contribution des interfaces acier-béton aux débits d'air à travers l'échantillon, il faut alors orienter ces interfaces dans le sens de l'écoulement de l'air.

En considérant la dernière configuration, quatre types d'éprouvettes ont été testés dans le cadre de la présente étude (Figure 4.3) :

- Échantillons de référence noté SrR dans ce chapitre (noté SrG4-2 dans le Chapitre 2),
- Echantillon de béton armé avec 20 mm de barre d'acier incorporé (SrA2),
- Béton armé avec longueur de barre d'acier de 30 mm (SrA3),
- Béton armé avec barre d'acier traversant toute l'épaisseur de l'échantillon (SrA5).

Les longueurs des barres d'acier dans les éprouvettes SrA2 et SrA3 ont été choisies en tenant compte de la taille maximale des granulats (16 mm) afin d'avoir une épaisseur de béton sans acier égale à au moins 20 mm.

Note : Toutes les éprouvettes armées pourront être désignées simplement par SrA.

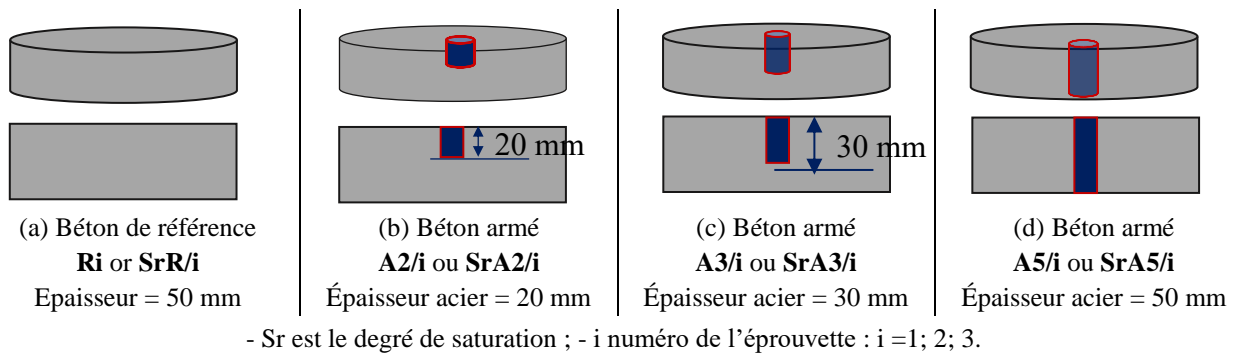


Figure 4.3: Types et codes des éprouvettes

L'impact des interfaces acier-béton sur la perméabilité a été étudié pour sept (07) degrés de saturation : 0%, 6%, 30%, 60%, 80%, 90% et 100%. Le degré de saturation est indiqué au début de la référence de l'échantillon si nécessaire (Figure 4.3).

4.3.3. Matériau, éprouvettes et conditionnement

Prélèvement des éprouvettes

Toutes les mesures ont été réalisées sur trois (3) éprouvettes de chaque type, prélevées comme c'est indiqué sur la Figure 4.4. Pour limiter les causes de dispersion des résultats, tous les échantillons ont été extraits de quatre éprouvettes cylindriques de diamètre 150 mm et hauteur 200 mm tel que :

- Une éprouvette 150 x 200 pour les trois échantillons de référence (SrR/1, SrR/2, SrR/3),
- Trois éprouvettes pour les échantillons de béton armé (SrA2/i, SrA3/i, SrA5/i).

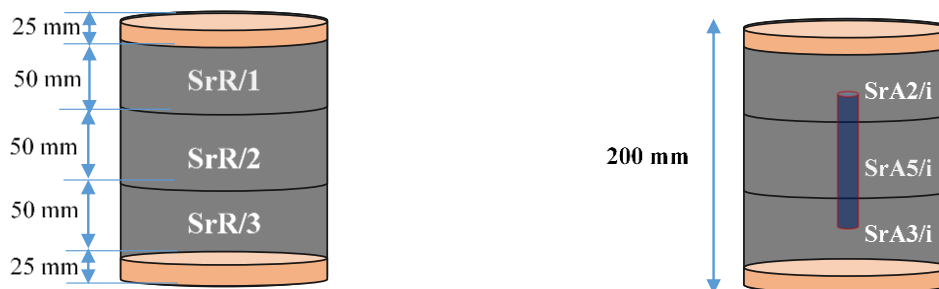


Figure 4.4: Description des éprouvettes SrR/i, SrA2/i, SrA3/i and SrA5/i

Formulation, coulage et conditionnement

La formulation du béton étudiée est celle présentée en Chapitre 1. La seule différence réside dans la quantité d'eau qui est plus importante. Cette configuration permet par ailleurs d'augmenter la porosité du béton et donc d'augmenter les débits de fuite à travers le béton par rapport aux débits de fuite dans les interfaces acier-béton relativement au béton. Ce faisant, on est situé dans une configuration défavorable pour l'indentification des interfaces acier – béton comme chemins d'écoulement. Malgré cela, l'impact de ces interfaces a pu être prouvé dans cette étude.

Des granulats calcaires siliceux ont été utilisés. La teneur en silice des granulats est d'environ 80% pour les graviers et de 5% pour le sable. Après durcissement, les éprouvettes ($\varphi = 150$ mm, $h = 50$ mm) ont été sciées à partir des éprouvettes d'origine et les 25 premiers mm des deux côtés ont été enlevés pour éviter les effets de bords (Figure 4.4). Les échantillons ont ensuite été saturés avec de l'eau sous vide et séchés comme indiqué en Chapitre 1 (Section 1.5.1.3) pour atteindre les états de saturation cibles. Les degrés de saturation ont été recalculés avec la porosité obtenue à la fin du processus de séchage.

Tableau 4.1. Suivi du séchage des éprouvettes

Sr (%)	Température (°C)	Temps de séchage (jour)	Perte de masse (%)
90	20	0,8	0,8
80	40	1	1,6
60	50	1	3,1
30	60	5	5,9
6	60	22	7,8
0	105	2	8,2

Le pré conditionnement des échantillons est décrit dans le Tableau 4.1. Les éprouvettes de béton ont été séchées à quatre températures pour atteindre les différents degrés de saturation (Sr). Ils ont d'abord été séchés en étuve à 40 °C pour atteindre Sr égal à 80%, puis à 50 °C pour atteindre Sr de 60%, puis à 60 °C pour atteindre 30%, puis à 60 °C pour atteindre la plus petite saturation pour cette température (considérée comme obtenue lorsque la masse constante a été atteinte, avec une perte de masse inférieure à 0,05% en 24 heures). Ces trois températures ont été utilisées pour diminuer le risque d'endommagement thermique associé au séchage à 105 °C. Si le séchage à 105 °C est considéré comme la température de référence à laquelle le degré de saturation est supposé atteindre zéro, l'échantillon « séché » à 60 °C contiendrait une quantité d'eau correspondant à Sr égal à 6%. Enfin, pour atteindre un état complètement sec, les échantillons ont été séchés en étuve à 105 °C jusqu'à ce que la masse constante soit atteinte (moins de 0,1% de variation de masse en 24 heures).

Pour les saturations de 90% et 100%, aucun séchage n'était nécessaire. Pour le degré de saturation de 100%, les tests de perméabilité ont été réalisés directement à la fin de la période de durcissement dans l'eau de chaux. Pour 90%, les échantillons ont simplement été laissés dans la salle d'essai à 20 °C pendant 20 heures.

Dans tous les cas, les éprouvettes ont été pesées avant et après les mesures de perméabilité. Aucune variation de masse n'a été notée au cours de l'essai. Le degré global de saturation était constant durant la mesure de la perméabilité.

Porosité et masse volumique apparentes des éprouvettes

Le Tableau 4.2 présentent la porosité des échantillons selon la configuration. La porosité accessible à l'eau de chaque type d'échantillon et la densité apparente du béton de référence sont mentionnées avec l'écart-type. Cette porosité a été déterminée selon la méthode AFPC-AFREM (Ollivier, 1997) sur l'échantillon de référence.

Les barres d'acier utilisées étaient des barres de nervures de 14 mm de diamètre. On s'attend à ce que les nervures de la surface d'acier augmentent l'adhérence et réduisent les vides le long de l'interface acier-béton.

Tableau 4.2. Propriétés du béton

Porosité R [%]	18.8 ± 0.1
Porosité A2 [%]	19.3 ± 0.3
Porosité A3 [%]	19.4 ± 0.2
Porosité A5 [%]	18.8 ± 0.2
Masse volumique apparente R [kg/m ³]	2107.3 ± 3.8

Comme le montre le Tableau 4.2, la porosité était plutôt élevée et du même ordre de grandeur pour tous les spécimens. La présence de différents volumes d'acier dans les échantillons aurait pu changer la porosité. Comme les barres d'acier sont non poreuses, avec une interface acier-béton de bonne qualité, la transition de R vers A2 et A5 pourrait entraîner une diminution de la porosité. À l'inverse, une interface acier-béton de mauvaise qualité aurait pu conduire à une augmentation de la porosité entre R et A5. Dans cette étude, aucune différence significative n'a été observée et aucune conclusion ne peut être établie en ce qui concerne la qualité de l'interface.

4.4. Résultats et analyse

4.4.1. Reproductibilité de la cinétique de débit

Les interfaces acier-béton et les fissures résultant du retrait empêché autour de l'acier peuvent être à l'origine d'hétérogénéités dans le béton armé, ce qui entraîne des différences dans le TERPE, il est donc important de vérifier la reproductibilité des mesures de débit en présence des aciers de renforcement. À cette fin, chaque mesure de débits a été effectuée trois fois sur une éprouvette de chacune des quatre configurations étudiées (Figure 4.2 et Figure 4.3). Les résultats présentés ici ont été obtenus sur les éprouvettes à l'état le plus sec : 0R1, 0A2/2, 0A3/2 et 0A5/3. Les échantillons ont été prélevés au hasard. Deux types d'essais de reproductibilité ont été effectués : l'un relatif aux mesures, à partir de la même face, et l'autre lié à l'impact du choix de la face de mesure (Figure 4.2). La présence ou l'absence de la barre d'acier sur la face exposée à la pression d'entrée pourrait avoir un impact sur la mesure. Les courbes du flux d'air par rapport au temps $Q(t)$ sont représentées sur la Figure 4.5.

Dans tous les cas, l'écart type pour trois mesures sur le même échantillon était très faible (moins de 1 % - Tableau 4.3) et la mesure était reproductible avec la présence de barres d'acier. Le débit volumique et la cinétique d'écoulement étaient les mêmes quelle que soit la face exposée à la pression absolue d'entrée (Figure 4.5), même pour les échantillons renforcés asymétriquement (cas de A2 et A3 dans lesquels l'acier ne traverse pas complètement l'échantillon). Dans le reste du chapitre, aucune distinction ne sera faite entre les faces soumises

à la pression d'entrée. Les résultats présentés ici pour un échantillon de chaque type sont représentatifs de tous les échantillons, même ceux fabriqués en béton armé. Des différences d'amplitude pourraient être obtenues entre les échantillons dans la même configuration en raison de l'hétérogénéité créée à l'interface par le renforcement. Il est important de noter que toutes les courbes du flux d'air obtenues sur les échantillons renforcés peuvent être divisées en deux parties (Figure 4.5) :

- Une augmentation abrupte initiale du débit. Ce saut est plus grand lorsque la longueur de l'acier dans l'échantillon est plus grande (A5 et A3),
- Suivie de la cinétique habituelle du flux de fluide à travers le béton ordinaire.

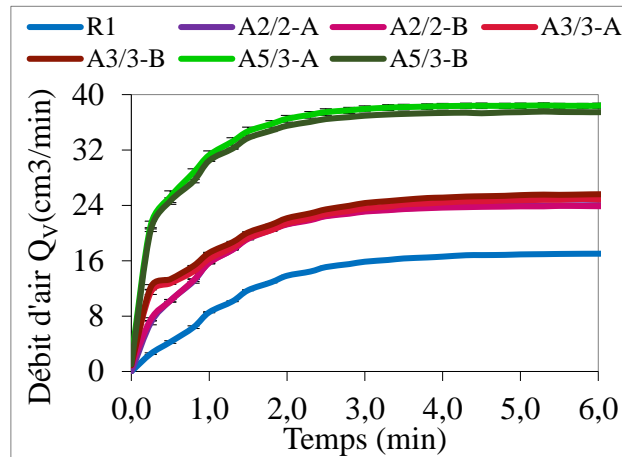


Figure 4.5: Cinétiques de débit d'air selon les deux sens d'écoulement A et B ($S_r = 00\%$; $P_1 = 2$ bars). Les courbes correspondant à A2/2-A and A2/2-B coïncident, l'écart-type moyen est inférieur à 0,3 % la moyenne.

Tableau 4.3. Coefficients de variation maximal du débit d'air obtenu pour trois mesures sur la même éprouvette avec le même sens de l'écoulement d'air.

(%)	R	A2	A3	A5
CoV	0,5	0,1	0,3	0,9

Les éprouvettes de référence (sans acier) n'ont montré aucune augmentation abrupte au début, mais seulement des cinétiques de débit normales comme celles présentés et discutées dans le Chapitre 2 (Section 2.7.1).

Le saut d'écoulement initial est dû à l'interface acier-béton, qui représentait un défaut concernant le transfert de gaz en béton armé (discussion à la section 5.3). Il est important de mentionner que ce saut n'est pas le même que le pic d'écoulement présenté par certains auteurs (Verdier *et al.*, 2002) qui correspond à un artefact de mesure dû à l'initiation de la pression d'entrée et s'explique par l'évacuation d'une surpression de sortie lorsque la pression d'entrée est appliquée. Pour éliminer ce parasite, la pression a toujours été évacuée au début de la mesure en ouvrant les vannes à la sortie de la cellule de perméabilité. Sur la base du travail de Verdier *et al.* (Verdier *et al.*, 2002) et sur les mesures effectuées dans le présent travail, quinze secondes après l'application de la pression d'entrée ont suffi à évacuer cette surpression. Le temps initial (date zéro) de la mesure du débit d'air a été pris à partir du moment où cette surpression a été évacuée.

Les résultats expérimentaux présentés à la Figure 4.5 sont en contraste avec les mesures de la porosité, qui n'ont pas montré de différences significatives (Tableau 4.3). La différence est due à une voie préférentielle du transport de gaz dans les échantillons renforcés qui n'a pas été suffisamment significative pour montrer un impact sur la porosité, mais a été révélée par des mesures de débit. Cela montre la bonne sensibilité de ces mesures pour détecter de petits défauts qui peuvent avoir une incidence sur la durabilité du béton sans conséquences importantes sur d'autres propriétés. La plus grande perméabilité des spécimens renforcés (Figure 4.5) s'explique par une connectivité de pores plus élevée avec la création de chemins préférentiels de transfert de gaz dans le béton près de l'armature ou de l'interface acier-béton. Dans le cas de A5, le chemin pourrait être totalement constitué par l'interface acier-béton, car il traverse totalement l'échantillon. Dans le cas de A2 et A3, la présence de la barre d'acier pourrait être la cause d'une fissuration induite par séchage et retrait empêché dans la partie en béton sous les barres d'acier. De telles fissures pourraient être reliées à l'interface acier-béton ce qui pourrait alors former un chemin entre les deux faces de l'échantillon ce qui pourrait expliquer l'augmentation du débit d'air observé. Les tailles relatives des barres d'acier et de l'échantillon ont probablement eu un impact sur la connectivité du réseau de pores sous les barres d'acier. La mesure de la perméabilité sur les échantillons avec une épaisseur de béton supérieure à 30 mm sous la barre d'acier pourrait présenter une diminution du saut d'écoulement initial.

4.4.2. Impact des interfaces acier-béton sur la perméabilité

La perméabilité des éprouvettes est calculée à partir des débits mesurés en régime permanent avec la relation de Hagen Poiseuille (Eq. 2.9). La Figure 4.6 montre l'évolution de la perméabilité apparente et relative en fonction de la saturation pour une pression d'entrée $P_1 = 2$ bars. Les évolutions présentées sur la Figure 4.6 sont similaires pour toutes les pressions d'essai (2, 3 et 4 bars). La perméabilité relative est le rapport de la perméabilité à un état de saturation donné et de la perméabilité à l'état de saturation $S_r = 6\%$.

Les valeurs moyennes et l'écart type moyen sont obtenus à partir de S_{rR1} , S_{rA2} , S_{rA3} (valeurs en bleu), $S_{rA5/1}$, $S_{rA5/2}$, $S_{rA5/3}$ (vert), $S_{rA2/1}$, $S_{rA2/2}$ (en violet), $S_{rA3/1}$, $S_{rA3/3}$ (rouge). Seules les valeurs d'une éprouvette ($S_{rA2/3}$) n'ont pas été prises en compte car le débit d'air mesuré était beaucoup trop élevé - trois fois plus grand que les autres valeurs - et n'était donc pas représentatif.

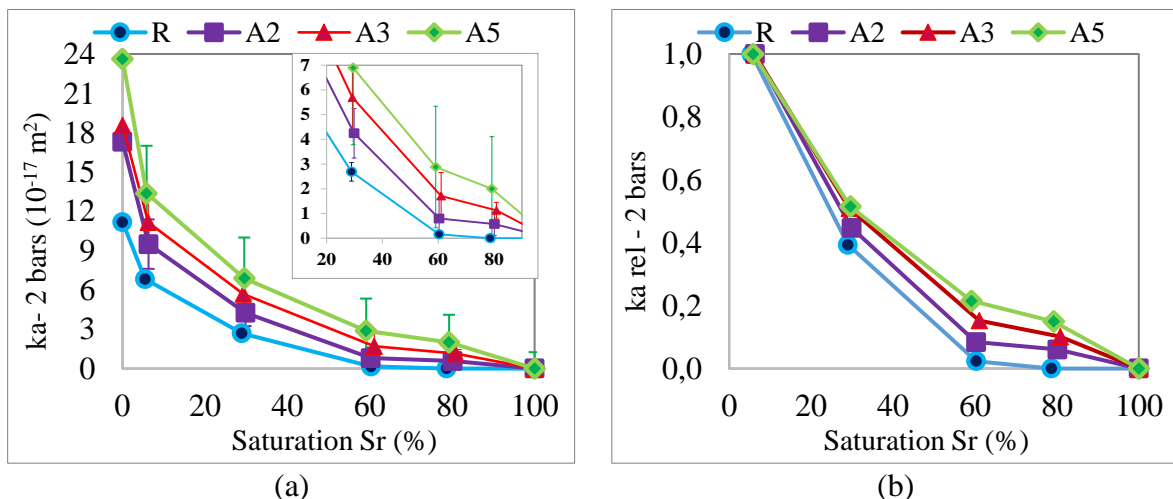


Figure 4.6 : Perméabilité apparente (a) et perméabilité relative $k_{Sr}/k_{Sr} = 6\%$ (b)

Quel que soit l'état de saturation, la perméabilité des échantillons de béton de référence R (sans acier) est toujours la plus faible (Figure 4.6). La présence de l'acier conduit à augmenter de manière significative la perméabilité des éprouvettes. La perméabilité des éprouvettes armées A5 (renforcement traversant toute l'épaisseur de l'éprouvette) est la plus élevée, tandis que les valeurs de perméabilité obtenues pour les éprouvettes armées A2 et A3 (acier ne traversant pas toute l'épaisseur de l'échantillon) sont intermédiaires.

L'impact des zones de perméabilité élevée (chemins préférentiels de transfert de gaz dans le béton près de l'armature ou des interfaces acier-béton) sur la réponse d'ensemble des éprouvettes armées est plus remarquable pour de forts degrés de saturation en eau. La présence d'eau dans les pores réduit l'écoulement de l'air dans le béton. Le débit d'air traversant diminue alors avec l'augmentation de la saturation.

Ce phénomène dépend de la géométrie des chemins de percolation. Un chemin d'écoulement avec une ouverture supérieure à un micromètre peut être désaturé même à forte humidité relative (99,99%). Ainsi, le cheminement formé par l'interface acier-béton peut être drainé plus facilement que la porosité habituelle du béton.

Pour des degrés de saturation situés entre 60% et 80%, les trois éprouvettes de référence R sont *imperméables* à l'air : perméabilité faible ou nulle obtenue également par certains auteurs (Abbas *et al.*, 1999; Z. A. Kameche *et al.*, 2014; Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004). Pour cette même gamme de degré de saturation (60 – 80 %), toutes les éprouvettes armées (A2, A3 et A5) sont perméables (Figure 4.6-b). Cela signifie que les chemins constitués par l'interface et les fissures induites sont plus importants et plus connectés que les pores usuels du béton. Par conséquent, ces chemins sont désaturés sur toute la longueur de chacune des éprouvettes armées même avec un séchage à 40°C, tandis que le reste de béton est encore dans un état de saturation élevé qui ne permet pas l'écoulement de l'air.

À des niveaux élevés de saturation, ces chemins (interface acier-béton et fissures) ont ainsi un impact plus important sur le transfert de gaz dans le béton armé.

En ce qui concerne l'impact des aciers, il est important de remarquer que les écarts types moyens sont élevés dans le cas des éprouvettes armées A5, tandis que les éprouvettes de référence sans acier présentent une faible dispersion (Figure 4.6-a). Ces écarts-types importants de la perméabilité des échantillons renforcés s'expliquent par la forte hétérogénéité des interfaces acier-béton, qui peut varier considérablement d'une éprouvette à une autre selon la mise en place du béton (vibration), le séchage et la différence de verticalité des aciers dans le béton pendant le coulage.

En résumé, l'analyse des résultats présentés sur la Figure 4.6 nous conduit à distinguer le flux d'air aval (à partir duquel la perméabilité apparente est calculée) en deux contributions distinctes :

- Une zone de perméabilité élevée due au "défaut" causé par la présence de l'interface acier-béton et par la fissuration induite,
- Une zone de béton « sain ».

Dans tous les cas, ce défaut ainsi identifié est situé à proximité de l'acier. Son impact est caractérisé par un saut initial dans le débit d'air mesuré et conduit à une augmentation apparente de la perméabilité des éprouvettes de béton armé.

4.4.3. Impact des interfaces acier-béton sur les débits et sur la cinétique des débits

4.4.3.1. Débit d'air, TERPE et différentes zones de perméabilité

L'analyse de la cinétique du flux d'air est nécessaire pour identifier et quantifier l'impact de la présence de renforcement sur le transfert de gaz. Les graphiques de la Figure 4.7 montrent les cinétiques d'écoulement de l'air selon le degré de saturation $S_r = 80\%$, 60% , 30% et 6% pour une éprouvette de chaque type (SrR1, SrA2/2, SrA3/3 et SrA5/2) pour une pression d'entrée égale à 2 bars.

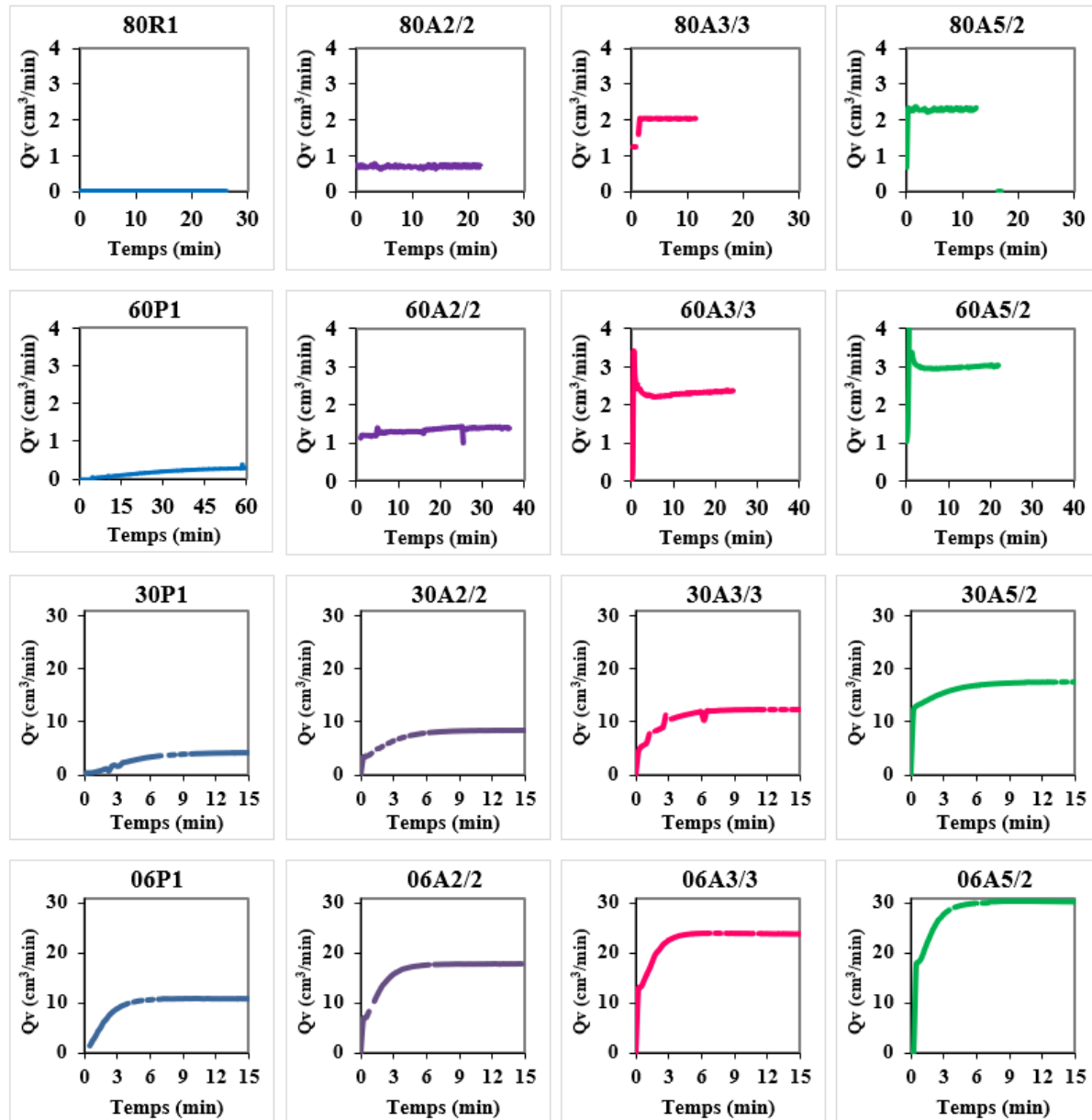


Figure 4.7. Cinétiques de débit d'air et TERPE à $S_r = 80\%$, 60% , 30% and 6%

A $S_r = 80\%$. Aucun débit n'est mesuré à travers les éprouvettes de référence (sans acier), comme l'illustre le graphique 80P1 de la Figure 4.7 alors que pour ce même degré de saturation on observe un débit traversant toutes les éprouvettes avec acier. Ces débits observés à travers les éprouvettes avec acier sont dus à des zones à forte perméabilité car le béton plein n'est pas perméable à ce degré de saturation ($S_r = 80\%$). Nous désignons ces zones par « défaut » dans la suite de ce chapitre.

Il est très intéressant d'observer le débit est presque immédiatement en régime stationnaire après application de la pression d'entrée : le TERPE est en effet inférieur à 1 minute pour ces éprouvettes. Ce court temps est représentatif d'un milieu à très faible résistance aux écoulements (exemple d'un béton avec un endommagement important). La mauvaise adhérence entre le béton et la barre d'acier d'une part et les fissures dans le béton près de la barre d'acier d'autre part conduisent ainsi à une très faible résistance au transfert de gaz et à un débit proportionnel au défaut. Si l'adhérence était parfaite, les débits à travers les éprouvettes avec acier seraient nuls. On peut également s'attendre à ce que la présence de ce défaut modifie les propriétés de transfert de béton autour de l'acier pendant le séchage. Le béton situé à proximité du défaut est préférentiellement drainé du fait de sa connexion au défaut.

A $S_r = 60\%$. De très faibles débits d'air sont mesurés dans les éprouvettes de référence (Figure 4.7). Ces débits mesurés sur les R sont plus faibles que les débits à travers toutes les éprouvettes A (avec acier). Des sauts abrupts initiaux du débit sont observés pour tous les éprouvettes avec acier (A2, A3 et A5). Ces sauts initiaux sont observés 15 secondes après le début de la mesure alors que le débit à travers le béton sain est nul. Contrairement à l'état de saturation précédent ($S_r = 80\%$), le régime permanent a mis plus de temps pour s'établir dans des éprouvettes avec acier à $S_r = 60\%$.

Les TERPE ont augmenté de 1 à 40 minutes lorsque le degré de saturation est passé de 80% à 60%. On a vu qu'à $S_r = 80\%$, le transfert de gaz dans le béton est encore nul. Alors le TERPE (à $S_r = 80\%$) est très court parce qu'il est dû au transfert uniquement dans le défaut qui n'oppose presque pas de résistance à l'écoulement de l'air. Mais à $S_r = 60\%$, le TERPE est relativement long pour les éprouvettes sans acier (plus de 40 minutes), car la connectivité du réseau de percolation du béton est réduite par la présence d'eau et sa tortuosité est augmentée. Les variations locales de pression dans les pores peuvent être plus difficiles à évacuer ce qui impacte le TERPE. Dans les éprouvettes avec acier, la contribution du béton pourrait être mesurée après le saut initial. Le TERPE de ces éprouvettes armées augmente (à $S_r = 60\%$) en raison de la présence d'écoulement lent dans le béton comme dans l'éprouvette sans acier. Néanmoins, c'était toujours le défaut qui contrôle principalement la quantité de débit d'air à travers le matériau à $S_r = 60\%$.

A $S_r = 30\%$ et 6% . Les pores du béton sont presque exempts d'eau notamment à $S_r = 6\%$. Les molécules d'air rencontrent donc moins de résistance à leur mouvement dans les pores du béton et le TERPE diminue par rapport à l'état $S_r = 60\%$. Cependant, bien que les TERPE des 30A (éprouvettes avec acier à $S_r = 30\%$) soient inférieurs aux TERPE des 60A, ils sont restés supérieurs aux TERPE des 80A. Dans cet état hydrique ($S_r = 80\%$), l'eau n'était pas le seul facteur responsable de la résistance à l'écoulement des pores ; la tortuosité des pores et la connectivité ont également eu un impact plus important.

Les évolutions du débit d'air en fonction du degré de saturation pour les éprouvettes de référence R (en bleu) sont similaires à celles de la littérature (Verdier *et al.*, 2002). Pour les éprouvettes armées, la contribution du béton est observée après le saut initial. En ce qui concerne ce saut, plus l'interface était longue (de A2 à A5), plus le saut est important. Cela a été vérifié pour tous

les degrés de saturation, confirmant ainsi l'impact de l'interface acier-béton sur les flux d'air dans le béton armé.

Dans le cas des éprouvettes A2 et A3, les résultats sont à nuancer. Dans la configuration des A2 et A3, les épaisseurs du béton sain sont respectivement 30 et 20 mm et sont donc inférieures à deux fois la taille maximale des granulats (16 mm). Ainsi, les essais de perméabilité effectués sur ces épaisseurs de béton pourraient être influencés par la contribution de l'auréole de transition (ITZ). Les 20 ou 30 mm de béton sous l'armature n'ont pas créé la même résistance aux écoulements que dans le cas d'éprouvettes de béton plein. Cela contribue à augmenter les flux associés au défaut dans le cas des éprouvettes A2 et A3. En outre, l'épaisseur résiduelle du béton sous l'armature n'a pas fourni un volume représentatif vis-à-vis de la mesure de perméabilité. La conséquence pourrait être un chemin préférentiel reliant les interfaces acier-béton et les auréoles de transition sous l'armature, ce qui amplifierait l'impact du défaut. Cependant, ces épaisseurs (30 et 20 mm) sont du même ordre que celles du béton d'enrobage dans de nombreux ouvrages sur site.

4.4.3.2. Contribution du béton sain aux écoulements dans le cas des éprouvettes armées

Dans les éprouvettes armées, nous avons identifié deux zones de contribution aux flux d'air : le défaut et le béton sain. Nous analysons maintenant la contribution du béton au flux d'air à travers les éprouvettes armées.

Nous désignons par Q_{VD} , le flux d'air correspondant à la contribution du défaut (interface acier-béton et fissures induites). Pour évaluer la contribution du béton sain, le débit du défaut Q_{VD} est alors retiré de la cinétique de débits ce qui demande de déterminer au préalable Q_{VD} .

Pour une éprouvette armée donnée, les cinétiques moyennes de débits obtenues sur les éprouvettes de béton sans acier sont d'abord retirées des cinétiques de l'éprouvette armée. La Figure 4.8 montre le résultat de cette soustraction : on remarque que Q_{VD} est assez constant après 30 secondes de mesure ce qui justifie une fois encore que le TERPE à travers le défaut est très court. Les débits des défauts ainsi calculés correspondent alors au saut initial du débit.

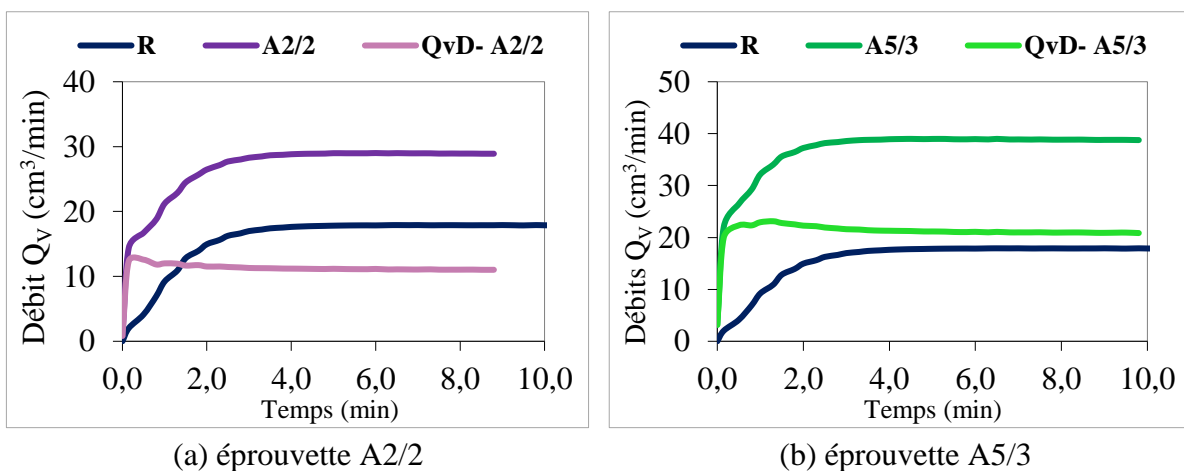


Figure 4.8: Débits d'air $Q_V(t)$ – calcul du débit du défaut Q_{VD} ($S_r = 0\%$)

Les flux constants Q_{VD} ainsi déterminés sont soustraits des cinétiques de débits des éprouvettes avec acier pour les échantillons à des degrés de saturation compris entre 0 et 30%. Les résultats de cette dernière soustraction sont présentés sur la Figure 4.9. Pour les degrés de saturation

élevée (60% et 80%), la contribution du béton ordinaire était faible ou négligeable et la représentation n'était pas utile.

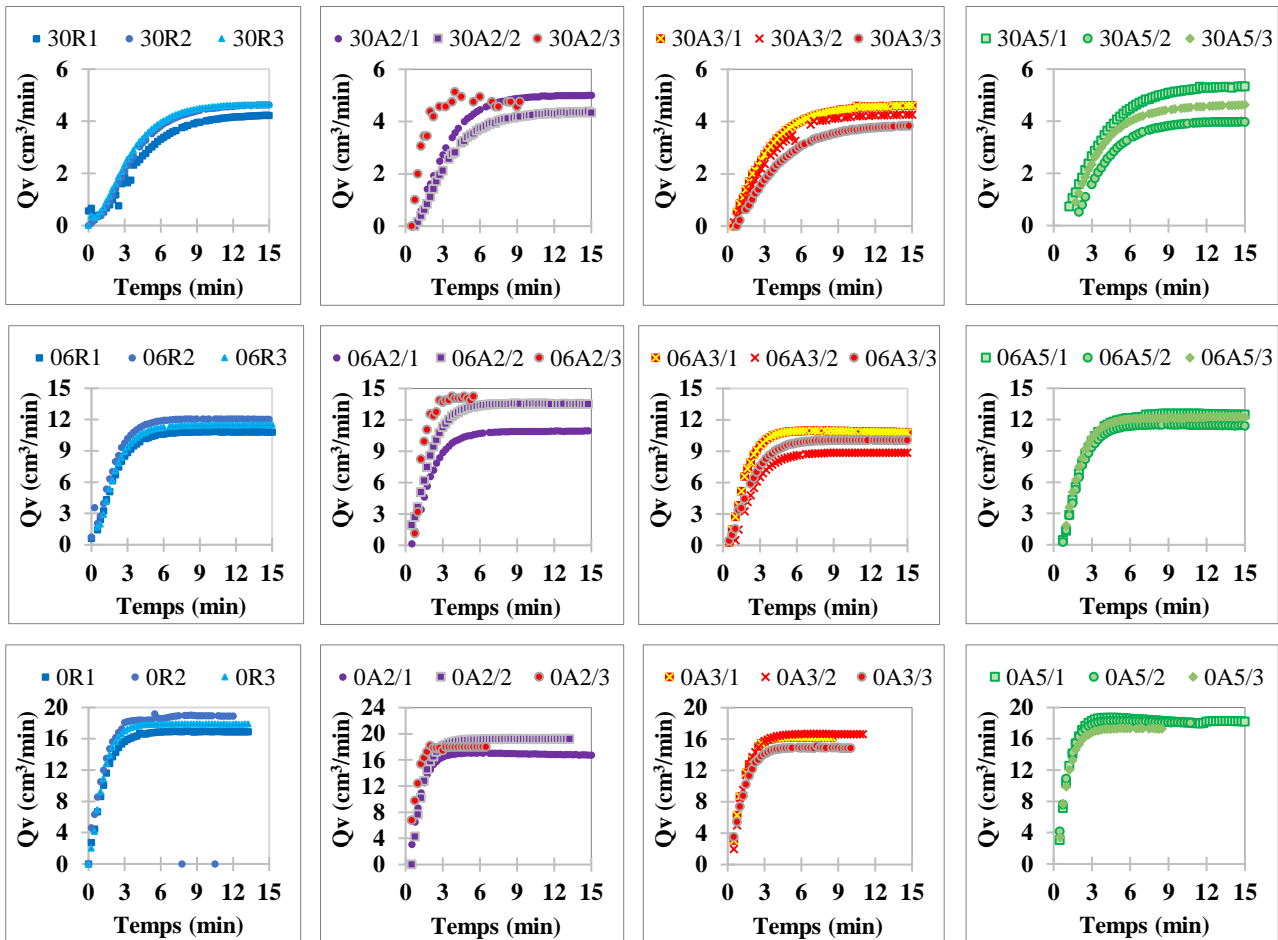


Figure 4.9. Correction des cinétiques de débits des éprouvettes armées ($S_r = 0 \%$, 6% , 30%)

Après la soustraction du saut initial (débit du défaut), tous les débits d'air ont la même cinétique (Figure 4.9). Les cinétiques corrigées sont représentatives du transfert à travers un béton sain indépendamment de la longueur de l'acier dans les éprouvettes armées. Cela confirme que le début de la courbe du débit d'air est bien représentatif du défaut dû à l'interface et aux fissures induites. Les légères différences observées dans la cinétique d'écoulement après soustraction peuvent être attribuables à l'hétérogénéité des échantillons, ces hétérogénéités peuvent être relativement importantes du fait des fissures qui participent aux chemins d'écoulement à travers les éprouvettes armées.

En présence de l'acier, deux mécanismes agissent sur le transfert dans le béton : le flux d'air dans l'interface et les fissures induites, et le flux d'air courant dans le béton sain.

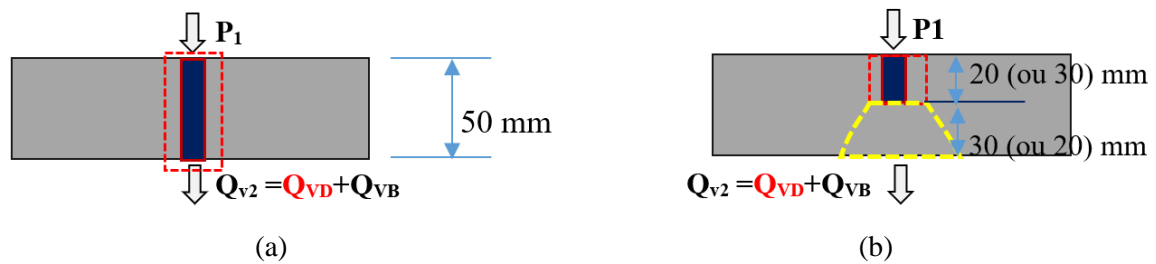
Le transfert dans le béton sain ne semble pas être très affecté. La modélisation doit tenir compte des deux phénomènes afin d'être représentatif du béton dans les structures réelles.

4.4.3.3. Discussions

Les différentes zones de perméabilité identifiées dans les éprouvettes de béton armé sont schématisées sur la Figure 4.10.

Dans le cas des éprouvettes A5, l'interface traverse toute l'épaisseur de l'échantillon et relie les deux faces. Cela peut constituer une voie de transfert directe en fonction de la nature de l'interface acier-béton (Figure 4.10-a).

Dans les cas des éprouvettes A2 et A3, l'acier ne traverse pas toute l'épaisseur de l'éprouvette. Mais l'analyse faite précédemment a montré qu'il y avait probablement un chemin d'écoulement préférentiel entre les deux faces puisque les sauts abrupts initiaux des débits d'air ont été aussi observés pour ces éprouvettes armées A2 et A3 (Figure 4.10-b).



Légende. Q_{v2} = débit total en sortie ; Q_{vB} = débit à travers le béton uniquement ; Q_{vD} = débit à travers le défaut

Figure 4.10. Zones de perméabilité : cas des A5 (a) et cas des A2 et A3 (b)

La variation de l'effet de l'armature en fonction du degré de saturation peut être quantifiée en termes de perméabilité (Figure 4.6), en termes d'écoulements d'air relatifs par rapport au débit total sortie Q_{v2} (Figure 4.11) ou en termes d'ouverture de fissure équivalente (Figure 4.13). La définition des débits d'air relatifs tracés dans la Figure 4.11 est :

- Q_{vD}/Q_{v2} , rapport entre le débit dû à la présence de l'interface et le débit d'air total à travers l'éprouvette,
- Q_{vB}/Q_{v2} , rapport entre le débit d'air à travers le béton et le débit d'air total à travers l'éprouvette.

En termes de perméabilité relative, l'impact de l'acier est plus important pour les degrés de saturation compris entre 60 et 80% (Figure 4.6-b). La comparaison des flux Q_{vD} et Q_{vB} confirme ce résultat (Figure 4.11) : la contribution du défaut est d'autant plus importante que le niveau de saturation est élevé.

Ce dernier résultat rappelle dans une certaine mesure un résultat du Chapitre 3 (Section 3.4.1.2 et Section 0) : l'endommagement thermique du béton a semblé plus important selon que le degré de saturation au moment du choc thermique est élevé.

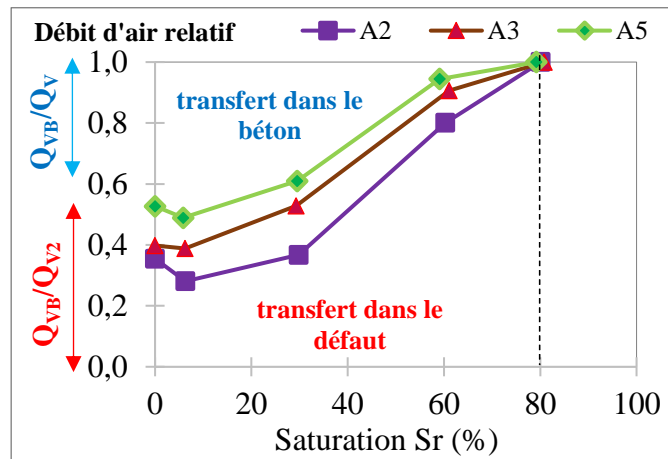


Figure 4.11. Débit relatif dans les éprouvettes armées en fonction de S_r

L'ensemble de ces observations peuvent être analysées en trois points :

Pour les échantillons saturés (S_r égal à 100%), l'intégralité de la porosité du béton et des interfaces acier-béton est remplie par l'eau et les échantillons sont totalement imperméables au gaz,

À des degrés élevés de saturation (S_r supérieur à 60% et 80%), la perméabilité du béton sain est toujours nulle (Figure 4.6) ce qui n'est pas le cas des éprouvettes armées. Cela signifie que l'adhérence en acier et béton n'est pas parfaite et a un impact sur le transfert de gaz en raison de sa connexion directe avec la surface dans le cas des éprouvettes A5. Dans le cas des échantillons A2 et A3, il indique qu'il n'y a pas seulement la voie créée par les interfaces acier-béton, mais aussi la continuité du défaut dans le béton sous l'acier (Figure 4.10-b) qui peut être induit par la présence de fissures et par les auréoles de transition entre granulats et pâte de ciment.

Dans ces états de saturation élevés, les interfaces acier-béton et les fissures induites sont donc le vecteur de transfert principal dans les éprouvettes armées (Figure 4.11). Ce résultat a une implication pour la durabilité des structures : le béton sur site est généralement soumis à des niveaux de saturation en eau élevé de l'eau (Jaccoud et Laurencet, 2000) et la proportion de transfert de gaz à travers le béton de peau par les fissures pourrait être particulièrement élevé par rapport au transfert à travers le béton (Figure 4.11).

À de faibles degrés de saturation, les pores du béton entourant l'acier sont progressivement vidés de leurs eaux, ce qui augmente la contribution du béton au flux d'air (Figure 4.11). En outre, l'impact du retrait du béton sur le transfert est amplifié. Le retrait induit par le séchage est empêché par les inclusions rigides dont notamment la barre d'acier dans les éprouvettes armées, ce qui entraîne des contraintes de traction dans le béton et puis les fissures. Par conséquent, les pores peuvent être connectés aux fissures et à l'interface acier-béton, ce qui entraîne une augmentation des débits d'air à travers le matériau. Ces fissures étaient déjà présentes dans des échantillons renforcés pour des degrés de saturation entre 60% et 80%. À des degrés de saturation faibles, le retrait est d'autant plus important et les fissures induites augmentent, augmentant ainsi la contribution du défaut au flux d'air. Cependant, la contribution relative d'un défaut diminue avec un degré de saturation décroissant (Figure 4.11) pour un faible état de saturation, la proportion de transfert dans le béton augmente plus rapidement que la contribution du défaut, à l'exception du degré de saturation égal à 0%,

pour lequel la contribution du défaut augmente soudainement, probablement parce que la température de séchage élevée (105 ° C) entre 6 et 0 % entraîne un endommagement thermique.

Ces phénomènes ont contribué à une plus grande perméabilité relative des éprouvettes armées (Figure 4.6).

Afin de compléter cette analyse, nous avons observé les interfaces acier-béton de certaines éprouvettes avec un vidéo-microscope (Keyence VH-5911, amplification maximale x 175). La Figure 4.12 montre une vue microscopique de l'interface acier-béton de l'échantillon A5/1 (grossissement x 25 pour la Figure 4.12-a et grossissement x 175 pour la Figure 4.12-b).

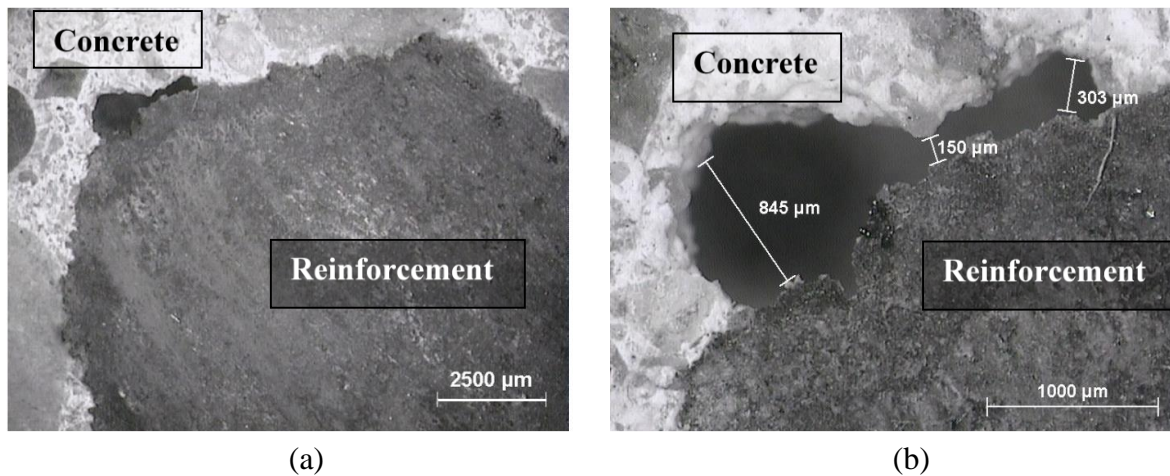


Figure 4.12. Décollement des aciers du béton au niveau des interfaces acier béton

Comme on pouvait s'y attendre, la géométrie de l'interface était très complexe. L'observation microscopique indiquait la présence de quelques vides irréguliers dans le contact entre le béton et l'acier. Les vides n'ont pas traversé l'échantillon mais étaient localisés (Figure 4.12-b) comme déjà observé par Mohammed *et al.* (Mohammed *et al.*, 2001). Avec la précision de l'appareil utilisé ici, aucun détachement n'est apparu autour du renfort (Figure 4.12-a). Cependant, des détachements avec des ouvertures inférieures à 10 µm peuvent exister. Ils n'étaient pas observables avec le microscope vidéo utilisé ici. Les éprouvettes pourraient être sciées pour l'utilisation d'appareils plus précis. Cela n'a pas été fait car cela pourrait conduire à modifier l'interface.

Pour quantifier l'ouverture nécessaire à l'obtention de la perméabilité mesurée, des ouvertures de fissures équivalentes ont été calculées à partir des flux. À cette fin, le défaut causé par l'interface et la fissuration induite a été modélisé comme une seule fissure parfaite avec une ouverture de fissure équivalente, w , entourant complètement la barre d'acier. Cette ouverture a été déterminée à partir du flux d'air Q_1 , qui caractérise l'impact du défaut sur la perméabilité. Différents travaux proposent une détermination de l'ouverture de fissure w du flux d'air (Greiner et Ramm, 1995; Suzuki *et al.*, 1992). L'équation ci-dessous est tirée du travail de Mivelaz (Mivelaz, 1996) :

$$w^3 = \frac{24 \mu L R T Q_1}{\xi (P_1^2 - P_0^2)} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Avec μ : viscosité dynamique (Pa.s)

P_1 et P_2 : pression d'entrée et de sortie respectivement (Pa) : $P_2 = P_{\text{atm}}$.

R constant des gaz parfaits, T : température (K) and ξ : constante qui dépend du réseau poreux notamment de la tortuosité.

Au cours du test, l'évolution du flux est caractéristique de la présence de différents défauts. Pour quantifier l'impact de ces défauts sur la perméabilité, la tortuosité, la connectivité, la constructivité du réseau de pores et les interactions entre les fissures et la porosité du béton devraient être prises en compte. L'importance de chacun de ces paramètres dépend de la géométrie du chemin de percolation réel qui est difficile à caractériser. Cependant, le flux mesuré souligne la portée de l'impact et permet une évaluation simplifiée. Ce calcul suppose une épaisseur constante pour le défaut. Afin de quantifier l'approximation de cette approche, le calcul est effectué pour deux valeurs extrêmes du coefficient de flux ξ . Ainsi, l'impact de la géométrie du chemin de percolation sur la perméabilité est évalué en partie.

Cette approche a été choisie car il n'a fallu que quelques paramètres (w et ξ) par rapport à d'autres modèles. Selon Ripphausen (Ripphausen, 1989), cité par Mivelaz (Mivelaz, 1996), le coefficient de flux, ξ , est défini comme le rapport du flux à travers les fissures avec une ouverture w et le flux théorique à travers deux plans parallèles lisses ayant la même ouverture, ξ est alors inférieur à 1 et prend en compte la rugosité et la tortuosité du chemin de transfert. La fissure de largeur équivalente w est supposée être tout autour du renfort sur toute l'épaisseur de l'échantillon. Sa longueur est égale à l'épaisseur des échantillons (L). Le coefficient de flux, ξ , est supposé constant alors que, en réalité, le réseau de fissures est modifié par le séchage et le coefficient pourrait augmenter pour le degré de saturation le plus bas. L'ouverture calculée est approximative et ne représente pas la réalité, mais elle permet d'analyser et de comparer l'impact de l'ouverture due aux interfaces acier-béton sur la perméabilité du béton. Les ouvertures de défauts ainsi calculées sont présentées à la Figure 4.13 pour une pression d'entrée relative de 1 bar et pour deux hypothèses extrêmes de coefficient d'écoulement, ξ :

- $\xi = 1$, pour représenter le transfert direct (Mivelaz, 1996),
- $\xi = 0,08$, pour représenter le transfert habituel dans un béton fissuré (Mivelaz, 1996)

Les valeurs moyennes et les écarts types présentés à la Figure 4.13 ont été obtenus à partir des valeurs de tous les échantillons testés (à l'exception de SrA2 / 3, comme expliqué ci-dessus).

Entre 0 et 80% de saturation, deux pentes peuvent être distinguées dans la variation de l'ouverture de défaut w :

- Une évolution assez constante entre $S_r = 80\%$ et 6%
- Un changement marqué de la pente pour le dernier séchage entre $S_r = 6\%$ et 0% .

Ce changement pour le degré de saturation le plus bas est dû à des endommagements notables dans le béton pendant le séchage à 105°C comme nous l'avons souligné en amont dans le document. L'augmentation de l'ouverture calculée w présentée sur la Figure 4.13 quantifie globalement l'augmentation des propriétés de transfert du défaut avec le séchage. En réalité, cela peut être dû en partie à l'augmentation de l'ouverture, mais il est probablement également

dû au mouvement de l'eau hors des fissures et à l'augmentation de la connectivité des fissures, ce qui rend le transfert plus facile dans les échantillons.

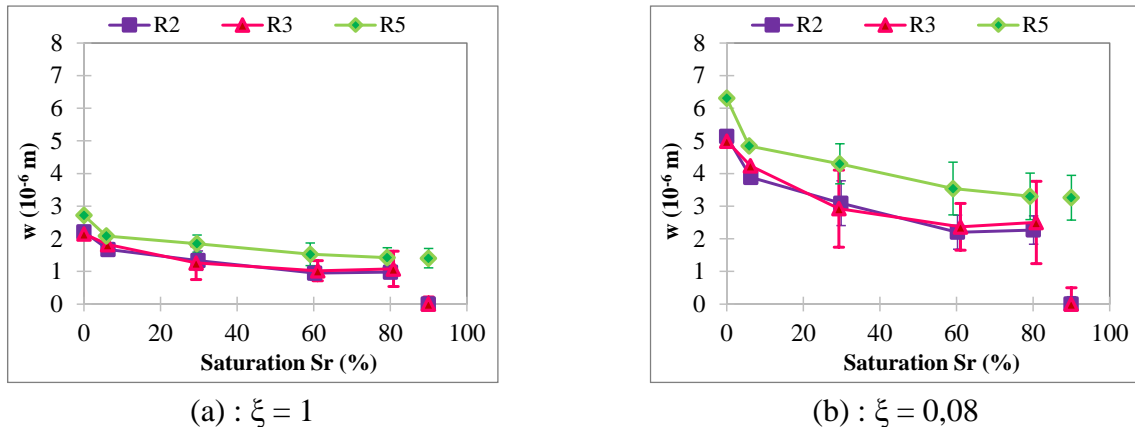


Figure 4.13: Largeur des fissures induite pour deux valeurs du coefficient ξ

Toutes les valeurs calculées d'ouverture w sont proches et se situent en dessous de $7 \mu\text{m}$, quelles que soient les hypothèses sur le coefficient de flux, ξ (Figure 4.13). Contrairement aux vides localisés observés au microscope (Figure 4.12), qui n'ont pas traversé les échantillons, les détachements calculés doivent traverser les échantillons pour causer les débits mesurés lors des essais de perméabilité. Aucune mesure de perméabilité n'a été effectuée pour des degrés de saturation compris entre 100 et 80% avec le même pré-conditionnement d'échantillons. Les défauts ayant des ouvertures supérieures à $1 \mu\text{m}$ étant drainés à une humidité relative très élevée (jusqu'à 99,9%, équation de Kelvin Laplace), on peut s'attendre à ce que le transfert d'air dans les interfaces (et dans les fissures) soit possible entre 80% et 99% de saturation pour ces ouvertures. En réalité, cela dépend de la morphologie des chemins de percolation. S'il n'y a que des voies avec de grandes ouvertures (supérieures à $1 \mu\text{m}$), un échantillon doit être perméable même à des degrés de saturation très élevés (supérieur à 95%), mais si le défaut est composé de plusieurs voies avec des ouvertures plus petites (moins de $1 \mu\text{m}$), il peut être étanche à l'air pour des degrés de saturation inférieurs. Par conséquent, pour compléter la caractérisation de ces voies dans les différents échantillons, un autre degré de saturation a été étudié. À cette fin, les échantillons ont d'abord été saturés en eau sous vide puis stockés dans une salle d'essai contrôlée en température et HR (HR de 60% et température de $20 \text{ }^\circ\text{C}$) pendant un jour. L'objectif de ce pré-conditionnement supplémentaire était de drainer uniquement les défauts, tels que l'interface acier / béton, mais de garder le réseau de percolation du béton saturé d'eau. Dans ces conditions, l'échantillon de béton était encore humide même si sa surface était légèrement sèche. Le taux global de saturation de ces échantillons est d'environ 90% après ce pré-conditionnement. Le test de perméabilité a alors été effectué et a montré que :

- Le débit d'air à travers les échantillons de béton non armé était encore nul,
- Le débit d'air traversant les échantillons renforcés A2 et A3 était nul, et l'ouverture équivalente w était donc nulle pour ce degré de saturation (Figure 4.13),
- Le flux d'air à travers les échantillons de béton armé A5 n'était pas nul et l'ouverture de fissure équivalente calculée était égale à l'ouverture obtenue pour 80% (Figure 4.13).

Les résultats sur A2 et A3 indiquent que les défauts qui ont traversé les échantillons à 80% ne constituaient plus une voie d'écoulement d'air à plus grands degrés de saturation : le béton sous

la barre d'acier (épaisseur : 20 mm pour A3 et 30 mm pour A2) n'était donc pas perméable au gaz à 90 % de saturation. Les résultats sur A5 montrent que, en dehors des vides localisés, il y avait effectivement une interface connectée entre la barre d'acier et le béton, qui a traversé toute l'épaisseur des échantillons. Son ouverture équivalente était effectivement inférieure à 5 μm et ne pouvait pas être vue dans l'analyse microscopique (**Figure 4.12**).

L'impact des barres de renforcement sur la perméabilité étudiées dans ce travail devrait dépendre de nombreux paramètres (composition de béton, diamètre des barres d'acier, pression de confinement ...). En ce qui concerne la composition du béton, la taille et la composition des granulats devraient influencer sur l'importance de l'impact car elle modifie la porosité de l'interface pâte/granat. La diminution de la taille du granulats pourrait entraîner une augmentation de la tortuosité dans les chemins de percolation dus à l'interface et ainsi diminuer la connexion entre l'environnement extérieur et les barres d'acier. L'impact des barres d'acier sur la perméabilité pourrait être plus faible pour le béton avec des granulats plus petits. L'impact des diamètres des barres d'acier dépend du rapport acier / béton. Pour un même volume de béton, le volume de vides à l'interface devrait être plus faible pour les barres de plus petit diamètre. Cela devrait conduire à une moindre modification de la perméabilité. Au contraire, pour un même rapport acier / béton, l'utilisation de barres plus petites entraînerait une augmentation du nombre de barres. Chaque barre crée des chemins de percolation. Cela devrait conduire à accroître la perméabilité globale. Les travaux futurs devraient quantifier précisément cet effet.

La pression de confinement appliquée à l'échantillon peut également modifier les résultats. Dans ce programme, six pressions comprises entre 3 et 9 bars ont été utilisées pour l'échantillon A5 (renforcement traversant l'échantillon) au degré de saturation le plus bas. Comme prévu, aucune modification de la perméabilité n'a été notée pour les échantillons de béton non armé. De telles pressions de confinement sont trop faibles pour impliquer la réduction de la porosité. Pour les échantillons renforcés, une diminution du débit a été observée pour l'augmentation de la pression car la pression entraîne la fermeture partielle de l'interface (diminution de 6 % de la perméabilité pour une augmentation de pression de 3 à 9 bars). Dans le cas du béton endommagé, l'application de la pression de confinement peut diminuer l'ouverture des fissures existantes, mais les déplacements relatifs des lèvres de fissures empêchent une re-fermeture parfaite. Une diminution du débit peut être attendue tant que la pression de confinement ne conduit pas à une fissuration supplémentaire.

Les résultats présentés dans cette étude ne peuvent pas être directement étendus à la perméabilité à l'eau. En effet, les mouvements d'eau dans de telles interfaces conduiraient à la combinaison de nombreux mécanismes chimiques : hydratation supplémentaire du ciment, précipitation de nouvelles phases et corrosion de l'acier selon la composition et la pression de l'eau (Ranaivomanana *et al.*, 2013). L'objectif de l'étude était de diminuer ce risque d'interaction et les travaux futurs devraient analyser l'impact de la combinaison entre la cicatrisation potentielle en cas de transfert d'eau.

Le débit élevé observé à travers les défauts et l'augmentation de la perméabilité avec le renforcement ont mis l'accent sur la grande connectivité des pores et des interfaces acier / béton dans les échantillons renforcés. Dans la littérature, Singh et Singhal ont montré la diminution de la perméabilité avec l'inclusion de fibres d'acier dans le béton pour le béton déchargé (Singh

et Singhal, 2011) (Singh et Singhal, 2011). Pour les fibres de béton armé, le chemin de percolation induit par les fibres d'acier est discontinu et les fissures qui pourraient être induites par retrait seraient plus petites que dans le béton ordinaire. De telles fissures auraient peu d'impact sur la perméabilité (Hubert *et al.*, 2014; Rapoport *et al.*, 2002). Au contraire, la présence d'un renforcement d'acier habituel dans le béton induit des chemins de percolation continus et plus importants. De tels chemins continus peuvent largement influencer la perméabilité comme le montre la présente étude. En conclusion, de petits défauts continus dans le béton, tels que les interfaces acier / béton et les fissures de béton induites peuvent conduire à une perméabilité deux fois supérieure à celle prévue pour les échantillons ordinaires généralement utilisés pour les mesures de perméabilité. Ceci illustre et quantifie le risque associé à l'utilisation de mesures sur le béton pour évaluer et prédire le comportement de transfert des structures réelles. La modélisation basée sur la perméabilité obtenue sur des échantillons non armés devrait tenir compte de l'impact des fissures et des interfaces pour obtenir des calculs plus pertinents, particulièrement, pour les transferts proches de la peau du béton. Le programme expérimental présenté dans chapitre peut donc être utilisé pour évaluer la dispersion sur la perméabilité du béton due à la présence de renforcement.

4.5. Conclusion chapitre 4

La perméabilité caractérise la capacité des matériaux à résister à la pénétration d'agents agressifs. C'est un indicateur important de durabilité pour les structures en béton armé. La présence de renfort affecte la couverture de béton et la perméabilité. La présente étude contribue aux résultats suivants :

La présence de barres d'acier dans le béton, parallèlement à l'écoulement du gaz, entraîne une augmentation de la perméabilité du matériau composite due à l'interface acier-béton (particulièrement poreuse) et à la fissuration induite par retrait empêché. Le transfert est accéléré dans ces interfaces et les fissures induites,

Les interfaces acier-béton modifient la cinétique des flux de gaz dans le béton armé. Pour les échantillons renforcés, les essais ont montré que deux mécanismes de transfert existaient : un saut brusque reflétant l'effet de l'interface acier-béton et un transfert plus progressif, caractéristique de la perméabilité dans le béton,

À des degrés élevés de saturation (supérieure à 60% de saturation), l'interface acier / béton est le principal vecteur de transfert de gaz. Celui-ci est désaturé et connecté à la surface alors que le béton reste imperméable au gaz. Ce mécanisme de transfert doit être pris en compte pour la modélisation des transferts dans les structures soumises à des conditions environnementales réelles.

En représentant le défaut comme une fissure, l'ouverture équivalente peut être calculée à partir du flux d'air. L'évolution de l'endommagement de l'interface acier-béton avec le séchage se traduit par une augmentation de l'ouverture de la fissure équivalente. Même de petits défauts traversant (ouverture équivalente de quelques micromètres) sont suffisants pour obtenir une perméabilité deux fois supérieure à celle du béton ordinaire. Cela devrait être pris en compte dans les calculs utilisés pour la prévision.

Enfin, la présente étude ouvre des perspectives pour la caractérisation et la quantification de la géométrie de l'interface acier-béton selon le type d'acier de renforcement dans les bétons armés. Pour cela, le programme expérimental devrait être poursuivi pour différents types d'aciers et différentes épaisseurs d'échantillons. Ces études contribueraient à une meilleure prédiction de la durabilité des structures en béton armé et à une meilleure analyse des débits de fuites des enceintes de confinement des centrales nucléaires.

CHAPITRE 5

TRANSPOSITION DES DONNEES DE LABORATOIRE A LA PREDICTION DES DEBITS DE FUITE SUR SITE

SOMMAIRE CHAPITRE 5

5.1. Introduction	163
5.1.1. Contexte, justification et objectif général	163
5.1.2. Structure et objectifs du chapitre	164
5.2. Etudes pour établissement des modèles endommagements dynamiques – endommagements statiques et perméabilité - permittivité	166
5.2.1. Points sur les données expérimentales disponibles dans le cadre du projet ENDE	167
5.2.2. Revue bibliographique sur l'évaluation non destructive de propriétés du béton	167
5.2.2.1. Revue bibliographique sur les modules d'élasticité statiques et dynamiques	167
5.2.2.2. Revue bibliographique sur les relations entre vitesse d'ondes et perméabilité	172
5.2.2.3. Synthèse de la revue bibliographique	174
5.2.3. Partie théorique : équations de calcul	174
5.2.4. Campagnes expérimentales	175
5.2.4.1. Mesure modules dynamiques et statiques	175
5.2.4.2. Evaluation de la perméabilité, de la permittivité et de la résistivité électrique	176
5.2.5. Résultats et analyse	176
5.2.5.1. Endommagements calculés à partir des modules dynamique et statique	176
5.2.5.2. Perméabilité et permittivité et résistivité	180
5.2.5.3. Synthèse de l'étude complémentaire	184
5.3. Prédiction des taux de fuite	184
5.3.1. Notion de fuite, zone considérée et méthodologie générale de calcul	184
5.3.1.1. Notion de fuite	184
5.3.1.2. Zone d'étude considérée et représentativité des calculs de fuite	185
5.3.1.3. Représentativité des calculs – Cas de l'enceinte VeRCoRs	185
5.3.1.4. Etapes principales pour le calcul des fuites	187
5.3.2. Approches de calcul des fuites	187
5.3.2.1. Approche non destructive directe de calcul des taux de fuite	187
5.3.2.2. Approche non destructive indirecte de calcul des taux de fuite	188
5.3.2.3. Approche non destructive indirecte électromagnétique	188
5.3.3. Application aux dalles du projet ENDE	189
5.3.3.1. Application : état d'endommagement hydrique	189
5.3.3.2. Application : état d'endommagement hydro-mécanique	192
5.3.3.3. Application : état d'endommagement thermo-hydrique	193
5.3.3.4. Etat d'endommagement thermo-hydrique-mécanique	194
5.4. Méthodologie et application sur l'enceinte VeRCoRs	194
5.4.1. Méthodologie de calcul des fuites	195
5.4.2. Application : transposition des données de laboratoire aux calculs des débits de fuite et du TERPE sur l'enceinte VeRCoRs	184
5.5. Conclusion du Chapitre 5	196

5.1. Introduction

5.1.1. Contexte, justification et objectif général

Pour répondre aux problématiques de sécurité nucléaire, nous avons précisé que la démarche cadre du projet ANR ENDE est de proposer des méthodes de Contrôles Non Destructifs intégrées à une démarche de suivi des enceintes de confinement. Ce contrôle non destructif est relatif aux deux fonctions primordiales des enceintes de confinement qui sont : sa résistance mécanique et sa résistance aux fuites. Nous rappelons que l'étude de la résistance aux fuites des enceintes constitue le but ultime de ce travail.

Les études effectuées pour suivre et prédire - avec le contrôle non destructif - les fuites des enceintes en situation d'usage normal tout comme en situation d'accident constituent un défi scientifique. Le champ d'action de ces études couvre un large domaine de compétences, à commencer par l'identification des différents scénarios (usage normal et situations d'accident grave), en passant par l'analyse du comportement mécanique des enceintes en fonction des scénarios identifiés et, pour finir, par l'évaluation de leur perméabilité et des fuites correspondantes. Le présent chapitre s'inscrit dans la suite logique de ce cheminement.

En effet, à cette étape du document, nous avons précisé les différents scénarii que nous considérons. A l'issue du Chapitre 3, nous disposons de l'évaluation de l'endommagement du béton relative à chacun de ces scénarii et nous disposons des lois d'évolutions de la perméabilité en fonction de ces endommagements. Ce chapitre peut alors conclure sur une méthode indirecte de calcul des taux de fuite à partir de ces endommagements. Cependant les fuites ainsi calculées ne seront pertinentes que si les indicateurs évalués par le CND sur site pour caractériser l'endommagement sont représentatifs de l'enceinte.

Parallèlement à cette démarche spécifique, nous disposons d'un outil de suivi direct des fuites par mesure de la perméabilité sur site au moyen de l'appareil non-destructif TPT (Chapitre 2). Il est évident que cet appareil ne mesure que la perméabilité du béton de surface et l'épaisseur investiguée n'est pas forcément représentative de l'ouvrage. Coupler les différentes approches de calcul de fuite devrait permettre de faire des analyses fiables.

L'objectif général de ce chapitre est alors de proposer des méthodes de calcul des taux de fuite à travers des éléments de structures. Mais il faut bien en situer le contexte. Dans le Chapitre 1, nous avons vu que sur site, la fuite globale ne s'obtient que de manière indirecte à travers le suivi des variations de masse de fluide quittant l'enceinte. Actuellement, il n'y a pas de techniques de mesure directe. On peut bien évidemment mesurer des débits de fuite sur des zones ponctuelles avec l'appareil Torrent TPT pour estimer la perméabilité, mais seulement sur quelques centimètres d'épaisseur alors que les parois en mesure 90 cm (40 cm dans le cas de la maquette VeRCoRs). Notre démarche est de supposer qu'il y ait des méthodes du CND qui permettent d'évaluer un endommagement ou d'autres indicateurs comme la résistivité électrique des différentes parties de l'enceinte en profondeur, ainsi en étant capable de relier l'endommagement et ces indicateurs à la perméabilité en laboratoire (car les conditions d'essai sont maîtrisées), on devrait pouvoir en déduire la fuite sur site.

Dans ce but, des mesures sur éléments de laboratoire de type 'dalle' ont été effectuées dans le projet ANR ENDE ainsi que des mesures sur site, sur l'enceinte VeRCoRs en condition d'usage normal et en condition d'épreuve.

Cependant, si les résultats du Chapitre 2 permettent un calcul direct de la perméabilité à partir des mesures au TPT, les résultats du Chapitre 3 doivent être complétés avant de pouvoir utiliser les modèles de perméabilité-endommagement établis. En effet, les endommagements considérés dans les lois établies au Chapitre 3 sont obtenus à partir de mesure de modules statiques (technique destructive). Or la réglementation nucléaire n'autorise pas de prélèvement d'échantillons sur les enceintes de confinement pour évaluer les propriétés du matériau. Les techniques de contrôle non destructif (CND) restent alors les seules solutions permettant de faire des mesures locales ou globales des indicateurs d'endommagement du béton sur site. Cependant, pour un même échantillon, les techniques CND et destructives ne conduisent pas aux mêmes valeurs de modules d'élasticité ni aux mêmes endommagements. Il est donc important (tout comme cela a été le cas de la perméabilité au Chapitre 2) de procéder à une étude corrélative des endommagements statiques (techniques destructives) et dynamiques (techniques non destructives). Nous n'avons pas présenté cette étude dans le Chapitre 3 afin de regrouper toute la présentation des techniques non destructives dans ce chapitre et ainsi permettre au lecteur d'avoir une vision globale des techniques de mesures intervenant dans les approches de calcul de fuite que nous proposons dans ce chapitre.

La première difficulté dans cette étude comparative d'endommagements statique et dynamique réside dans le fait qu'il n'existe pas de corrélations connues entre le module d'élasticité statique, mesuré par une technique destructive, et le module dynamique, mesuré par CND pour le béton étudié. Ainsi, les corrélations que nous proposons dans cette étude sont fonction du matériau, de son état d'endommagement et peuvent ainsi être limitées dans leur utilisation dans le monde général du génie civil.

A cause de ces limites, nous nous sommes également intéressés aux propriétés diélectriques du béton (la résistivité et la permittivité) qui sont aussi accessibles à partir des techniques du CND. En analysant l'évolution de ces propriétés en fonction de la perméabilité, il semble possible de prédire la perméabilité puis les taux de fuite correspondant du matériau.

Ainsi, pour arriver à l'ensemble de ces résultats attendus de ce chapitre ils nous manquent deux principales études. Il s'agit de :

- Etude corrélative des endommagements statiques et dynamiques
- Etude des propriétés diélectriques du béton et mise en relation de la perméabilité avec ces propriétés diélectriques.

La première partie du chapitre est alors consacrée à ces deux études comme c'est mentionné dans la section suivante où nous présentons la structure détaillée du chapitre.

5.1.2. Structure et objectifs du chapitre

Pour développer les méthodes de calcul de fuite, nous allons capitaliser l'ensemble des résultats des études effectuées aux chapitres précédents comme mentionné ci-dessous :

A partir des mesures de perméabilité au perméamètre Torrent (TPT), le Chapitre 2 permet de calculer les perméabilités apparentes en régime permanent pour des pressions absolues de percolation égales à 2 et 6 bars. Il permet également de déterminer les temps d'établissement du régime permanent (TERPE) et les porosités accessibles au gaz. Ces données sont suffisantes pour prédire les taux de fuite en régime permanent et les cinétiques de débits. Au

laboratoire, les taux de fuites ainsi calculés seront considérés comme une référence puisque basés sur des mesures directes de perméabilité.

Cependant, les limites du TPT (faible épaisseur investiguée, fonctionnement impacté par la vapeur d'eau en surface du matériau) peuvent être à l'origine d'incertitudes importantes sur les valeurs de fuites ainsi calculées. En effet, au cours des mesures effectuées sur l'enceinte VeRCoRs, la profondeur investiguée par le TPT varie entre 17,9 à 42,2 mm en situation d'usage normal. Pendant et après la mise en pression de l'enceinte (épreuve enceinte) cette profondeur investiguée varie entre 36,8 et 96,9 mm. Ce résultat laisse conjecturer qu'il y a eu une augmentation de la perméabilité mesurée par le TPT et de la fuite associée du fait de la mise en pression de l'enceinte. Mais, durant l'épreuve enceinte, les conditions d'utilisation du TPT ne sont pas assurées : les pores du matériau ne sont pas à la pression atmosphérique. Dans notre étude des techniques de mesure au Chapitre 2, nous n'avons pas analysé l'impact de la pression initiale (avant mise sous vide) sur la perméabilité mesurée par l'appareil. Un autre paramètre limite également l'utilisation du TPT : lors des épreuves enceintes, la paroi externe de l'enceinte est aspergée pour localiser et mesurer les fuites à l'extrados. Or comme nous l'avons vu au Chapitre 2, la vapeur d'eau a une influence notable sur le TPT, conduisant à des perméabilités beaucoup élevées que la normale. Un dernier paramètre qui limite l'utilisation du TPT sur les enceintes est la présence des nappes d'acier à 3 cm seulement de profondeur. Puisque les interfaces acier-béton (étudiés dans le Chapitre 4) sont des zones de faibles résistances, alors il peut arriver que le TPT ne mesure que la perméabilité représentative de ces 3 premiers centimètres. Dans tous les cas, la profondeur investiguée est inférieure à 100 mm soit environ un dixième de l'épaisseur du béton en zone courante sur site et un tiers de l'épaisseur sur VeRCoRs.

Le Chapitre 3 fournit les lois d'évolution de la perméabilité en fonction des différents endommagements du matériau. A partir d'un état d'endommagement donné, il est donc possible de prédire les perméabilités et les taux de fuites correspondants. Cette méthode est fondamentalement différente de la précédente. En effet, il s'agit de rentabiliser des données expérimentales disponibles sur site : le suivi de l'endommagement au moyen de techniques non destructives donnant accès à l'évolution des modules d'élasticité dynamique par exemple. Ce suivi des modules a jusque-là été effectué uniquement pour évaluer l'endommagement du matériau. La littérature ayant montré l'effet de l'endommagement sur la perméabilité, notre étude propose un suivi des fuites à partir de ces valeurs d'endommagement. Une fois encore, la pertinence des fuites ainsi calculée est étroitement liée à la capacité des techniques non destructives à fournir des modules d'élasticité représentatifs de l'enceinte.

Comme mentionné précédemment, les résultats du Chapitre 3 doivent être complétés. Les objectifs spécifiques de notre thèse sont alors :

- **OS1.** Etude comparative des endommagements évalués à partir des modules d'élasticité statiques et des endommagements évalués à partir des modules d'élasticité dynamiques
- **OS2.** Etude comparative de la perméabilité et des propriétés diélectriques du béton,
- **OS3.** Calculs des taux de fuites par différentes techniques et méthodologie.

Pour répondre à ces objectifs, nous structurons le chapitre en deux grandes parties.

Structure du Chapitre 5

Les OS1 et OS2 constituent la première partie dans laquelle nous présentons les essais complémentaires réalisés, les résultats de ces essais, et les lois de corrélation reliant endommagements dynamique et endommagements statiques d'une part et perméabilité et propriétés diélectriques d'autre part.

La seconde partie dont nous présentons de façon détaillée la structure est consacrée au calcul des taux de fuite afin de répondre à l'OS3. Trois approches de calcul des fuites sont proposées :

- Approche non destructive directe. C'est l'approche de référence au laboratoire. Nous la désignons par approche directe parce que lors des campagnes expérimentales ENDE, des mesures non destructives au TPT ont été effectuées sur les dalles dans toutes les configurations du béton étudiées. Les fuites sont alors calculées à partir de ces mesures directes de perméabilité au TPT. Les lois établies au Chapitre 2 seront utilisées pour en déduire une valeur de la perméabilité comparable à celle obtenus par un essai au perméamètre Cembureau. Pour les raisons de limites du TPT, cette approche n'est pas utilisée.
- Approche non destructive indirecte. Il s'agit des méthodes indirectes de prédiction des fuites à partir des endommagements dynamiques, de la permittivité. Les endommagements dynamiques sont évalués à partir des modules dynamiques mesurés avec les ultrasons (impact-écho et transmission directe). La résistivité électrique est mesurée avec un résistivimètre à sonde Wenner. La permittivité est mesurée avec les ondes électro magnétiques (méthode capacitive à grande électrode).

Finalement, nous proposons une méthodologie, fruit des analyses précédentes.

5.2. Etudes pour établissement des modèles endommagements dynamiques – endommagements statiques et perméabilité - permittivité

Cette étude complémentaire présente et analyse l'évaluation du matériau par techniques non destructives. Ces techniques doivent fournir les données d'entrée des méthodes de calcul de fuite que nous proposons dans ce chapitre (Approche non destructive indirecte). Elle est divisée en quatre parties :

- Présentation d'un récapitulatif des essais réalisés dans le cadre du projet ENDE. Il est important de faire ce récapitulatif d'abord pour comprendre l'intérêt des essais complémentaires mais aussi pour préciser dans chaque cas d'étude l'utilisation qui est faite des données expérimentales du projet ENDE et de la thèse. Ce récapitulatif permet également de mentionner rapidement ce qui n'a pas été fait dans le cadre de la thèse comparativement au cadre du projet ENDE.
- Revue bibliographique sur l'évaluation des modules d'élasticité dynamique et statique et sur les liens entre la perméabilité et les propriétés diélectriques du béton (permittivité et résistivité électrique). Ainsi, cette étude bibliographique est importante. Elle permet de vérifier d'abord si, dans la littérature, il n'y a pas d'étude corrélatrice entre les endommagements dynamiques et les endommagements statiques. Elle permet ensuite de mieux comprendre les mécanismes qui expliquent les différences entre les deux types de modules dynamiques et statiques. Enfin elle permet de justifier l'approche expérimentale que nous avons retenue.

- Etudes expérimentales. Nous présentons les essais que nous avons réalisés.
- Analyses et établissement des modèles recherchés.

5.2.1. Points sur les données expérimentales disponibles dans le cadre du projet ENDE

Nous avons précisé dans le Chapitre 1, les états du matériau étudiés dans le cadre du projet ENDE. Ces états du matériau correspondent aux différents scénarios d'usage normal ou d'accident grave des enceintes de confinement. A l'issue des campagnes d'essai du projet, il nous manque des données expérimentales pour procéder à une étude comparative des modules dynamiques et statiques à différents états de saturation. En effet, les modules statiques n'ont pas été déterminés sur les corps d'épreuve de type dalle instrumentés. Quant aux mesures de permittivité et de résistivité, il nous a semblé intéressant de réaliser sur les mêmes éprouvettes des mesures de perméabilité et de vitesse d'ondes électromagnétique afin de procéder à des corrélations en limitant les sources de dispersion.

A présent, nous présentons la revue bibliographique sur l'évaluation non destructive des propriétés du béton par les ultrasons, les ondes électromagnétiques et les champs électriques.

5.2.2. Revue bibliographique sur l'évaluation non destructive de propriétés du béton

Définition : un appareil (de contrôle) non destructif (à l'opposé d'un appareil destructif) est un appareil qui permet de diagnostiquer l'état de structures ou de matériaux, sans les dégrader, soit au cours de la production, soit en cours d'utilisation, soit dans le cadre de maintenances (IAEA, 2002).

5.2.2.1. Revue bibliographique sur les modules d'élasticité statiques et dynamiques

Cette sous-section est subdivisée en trois paragraphes principaux :

- Définition et méthodes de détermination du module d'élasticité statique.
- Définition et méthodes de détermination du module d'élasticité dynamique.
- Etudes de corrélation entre les deux modules.

Méthodes d'évaluation du module statique

Pour contrôler un ouvrage en béton, on procède généralement à la caractérisation du béton par des essais sur des éprouvettes ayant été confectionnées avec la même gâchée que les ouvrages ou bien ayant été prélevées directement sur les ouvrages à ausculter. La mesure du module d'élasticité est généralement utilisée comme un excellent indicateur des propriétés mécaniques. Les modules ainsi évalués sont dits modules statiques parce que caractérisés par une mise en charge lente donc quasi-statique. Du fait de la mise en charge du béton, celui-ci est endommagé à l'issue de l'essai et c'est pour cela qu'on parle de technique destructive. A l'opposée, la mesure dynamique est obtenue par application d'un choc ou l'émission d'une onde qui a une vitesse élevée donc par un chargement dynamique. La traversée de l'échantillon par de telles ondes n'entraîne pas d'endommagement du matériau.

L'utilisation de ces techniques varie en fonction du matériau. Dans le cas des matériaux cimentaires dont notamment le béton, on procède généralement à des essais de compression (ou de traction) (Kittel, 1967; Lemaitre *et al.*, 2009; Neville, 1995; Seitz et Turnbull, 1955). Pour l'ensemble de notre étude nous avons procédé à des essais de compression simple. Cependant,

comme nous l'avons déjà mentionné, dans l'ensemble ces méthodes sont destructives et ne sont pas adaptées à des mesures sur site, notamment sur les enceintes nucléaires. D'où l'utilité des méthodes non destructives qui conduisent aux modules dynamiques.

Méthodes d'évaluation du module dynamique

Le module dynamique est déterminé à partir de diverses techniques généralement non destructives. On peut mesurer la « dureté du choc » à travers le rebondissement d'un marteau sur le matériau (à l'aide d'un scléromètre par exemple). On en déduit alors la résistance en compression puis le module d'élasticité E du matériau (TFB AG, 1961).

Les techniques non destructives les plus utilisées actuellement sont les techniques ultrasonores basées sur la propagation d'ultrasons dans le matériau.

Définition d'ultrason : C'est une onde mécanique et élastique, qui se propage au travers de supports fluides, solides, gazeux ou liquides. On parlera simplement d'onde de sollicitation ou d'ultrason.

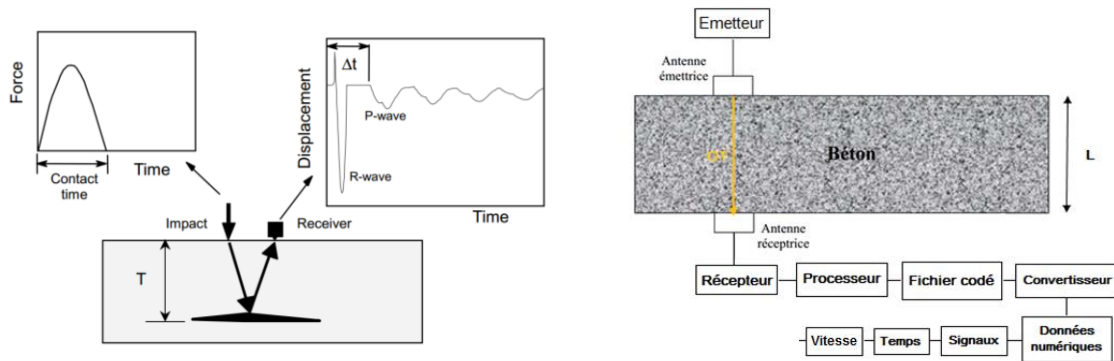
On peut regrouper ces techniques ultrasonores en deux groupes principaux :

- Domaine de base ou moyennes fréquences. On détermine la fréquence de résonance qui est égale au nombre de vibrations par seconde pour lequel les ondes émises sont en phase avec celles que réfléchit la paroi opposée de l'éprouvette (Pattou et Trutt, 1963; TFB AG, 1961). A partir de cette fréquence de résonance et de la géométrie de l'éprouvette, on estime le module d'élasticité dynamique. Pour des fréquences comprises entre 10 et 100Hz par exemple, on peut estimer le module dynamique d'une poutre en vibration de flexion à partir de ses premières fréquences propres (Lemaitre *et al.*, 2009).
- Domaines des fréquence élevées supérieure à 20 000 Hz (Lemaitre *et al.*, 2009) : on mesure le temps que les **ondes de sollicitation** mettent pour parcourir une distance comprise entre une source émetteur et une source réceptrice à travers le matériau. A partir des temps de parcours ainsi mesurés, on calcule les vitesses d'ondes transversales (onde de cisaillement) et longitudinales (onde de compression) avec une précision relative inférieure à 0,0001 ce qui conduit à une prédiction du module E avec une précision relative inférieure à 0,003 (Lemaitre *et al.*, 2009).

Pour générer les ondes de sollicitation dans le matériau, il existe plusieurs techniques éprouvées telle que l'impact-écho, la transmission directe (méthode PUNDIT) ou encore les techniques d'ondes de surfaces (Abraham *et al.*, 2012; Chaix *et al.*, 2006; Garnier *et al.*, 2009; Sansalone et Carino, 1986; Villain *et al.*, 2009).

- L'impact-écho consiste à causer un choc sur le matériau avec un marteau. Ce faisant, on génère la propagation de l'onde de sollicitation. Cette méthode est apparue subjective, car elle dépend de l'opérateur, et elle se limite à détecter des défauts proches de la surface (Carino, 2001; Sansalone et Carino, 1986). Cependant elle a fait l'objet d'une norme (Norme ASTM D 4580, 2013) approuvée dans sa version originale en 1986.
- La transmission directe consiste à mesurer la vitesse de propagation de l'onde à travers l'éprouvette sur toute sa longueur, ainsi on sollicite l'éprouvette sur toute sa longueur ce qui permet une mesure plus représentative de l'éprouvette.

- Les techniques d'ondes de surface sont basées sur la propagation des ondes sur de longues distances (idéalement supérieure à 12 cm). Elles sont convenables dans le cas où seule une face de l'éprouvette à tester est accessible.



(a) Impact-écho (Sansalone et Carino, 1986)

(b) Transmission directe

Figure 5.1. Mesure de vitesse d'ondes à travers le béton

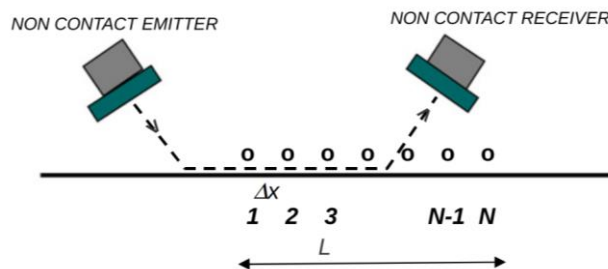


Figure 5.2. Mesure avec des ondes de surface (Abraham *et al.*, 2012)

Dans le cadre de cette revue bibliographique, nous n'irons pas au-delà de ces principes de fonctionnement généraux des techniques CND basées sur la propagation d'ondes dans le matériau. En fait, il existe actuellement un grand nombre d'approches non destructives d'auscultation du béton mais l'objectif de notre étude n'est pas d'étudier ou développer de nouvelles techniques non destructives. Par ailleurs, dans le cadre global du projet ENDE, les laboratoires partenaires ont pour mission d'éprouver ces techniques et d'en proposer de nouvelles. Nous irons au juste essentiel dans notre étude : comparaison des modules statiques et dynamiques.

Comparaison des modules élastiques statique et dynamique

Nous présentons d'abord quelques tendances de la littérature et quelques lois de corrélation proposées puis nous présenterons les explications des différentes tendances.

Dans la majorité des cas, les modules dynamiques déterminés à partir des fréquences de résonances sont toujours supérieures aux modules statiques mesurés à partir d'un essai de compression simple (Neville, 1995; Panzera *et al.*, 2011; Villain *et al.*, 2011; Yıldırım et Sengul, 2011). Ainsi, en déterminant le module dynamique à partir des fréquences de vibrations ou de résonances, et les modules statiques à partir d'essais de compression simple, des auteurs ont observé que le module dynamique est toujours supérieur au module élastique de 1,7 à 13,7 % (Jurowski et Grzeszczyk, 2015; Moravia *et al.*, 2010). Cet écart semble cependant réduit quand le volume de pâte de ciment augmente dans l'échantillon (Jurowski et Grzeszczyk,

2015). Le module dynamique obtenu par transmission directe d’ultrasons est supérieur au module statique obtenu en compression simple d’approximativement 5 % pour les bétons autocompactants (Chavhan et Vyawahare, 2015). On peut en déduire une dépendance au volume de pâte comme pour la technique précédente. Toutefois, pour d’autres auteurs cet écart serait de 30 %, qu’il s’agisse d’un béton ordinaire ou d’un béton autocompactant (Panzera *et al.*, 2011; Yildirim et Sengul, 2011).

Ainsi, les écarts entre le module élastique et le module dynamique varient d’une étude à l’autre en fonction du matériau utilisé. Il est alors compréhensible que différentes lois de corrélations aient été proposées. Nous en présentons quelques-unes dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 Lois empirique entre le module dynamique et le module statique

Matériaux : béton	Equations	Numéro	Auteurs
Dosage en ciment supérieur à $500\text{kg}/\text{m}^3$	$E_c = 1,04 E_d - 4,1$	(Eq. 5.1)	(Swamy et Bandyopadhyay, 1975) cité par (Neville, 1995)
Pas d’information	$E_c = 0,83 E_d$	(Eq. 5.2)	(Lydon et Balendran, 1986) cité par (Neville, 1995)
Dosage en ciment inférieur à $500\text{kg}/\text{m}^3$	$E_c = 1,25 E_d - 19$	(Eq. 5.3)	référéncé dans (Neville, 1995)
Béton ordinaire	$E_d = 5,82 E_c^{0,63}$	(Eq. 5.4)	(Salman et Al-Amawee, 2006)
Béton à haute résistance	$E_d = 26,27 E_c^{0,19}$	(Eq. 5.5)	
Béton ordinaire saturé	$E_d = 1,08 E_c + 7571$	(Eq. 5.6)	(Villain <i>et al.</i> , 2009)
Béton ordinaire sec	$E_d = 0,93 E_c + 5301$	(Eq. 5.7)	

Lors de la rédaction de notre revue de la littérature, nous n’avons pas trouvé de travaux cherchant à corréler les endommagements déterminés par méthodes statique ou dynamique. Cependant, il y a les résultats représenté sur la Figure 5.3 qui donnent quelques indications ((Schneider, 1982) référéncé dans (Naus, 2010)).

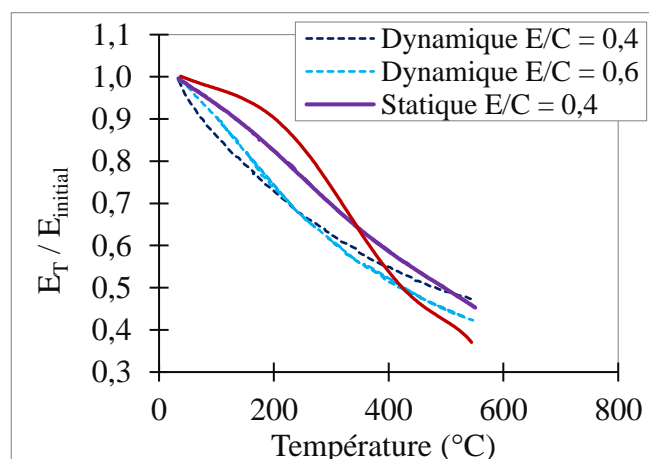


Figure 5.3. Modules relatifs statique et dynamique sous température (Schneider, 1982)

Schneider (1982) a travaillé sur différents bétons de rapports Eau/Ciment différents, il a soumis ces bétons à des températures élevées. Il a obtenu que pour une température inférieure à 400°C le

module dynamique relatif diminue plus vite que le module statique relatif. On peut en déduire que l'endommagement calculé à partir du module dynamique serait plus important que celui calculé à partir du module statique.

Diverses explications relatives aux fonctionnements des techniques et à la structure du matériau testé permettent d'expliquer les écarts entre les modules dynamiques et statiques. Il est d'abord important de préciser qu'en compression simple, deux types de module d'élasticité statique peuvent être déterminés : le module sécant et le module tangent (Figure 5.4).

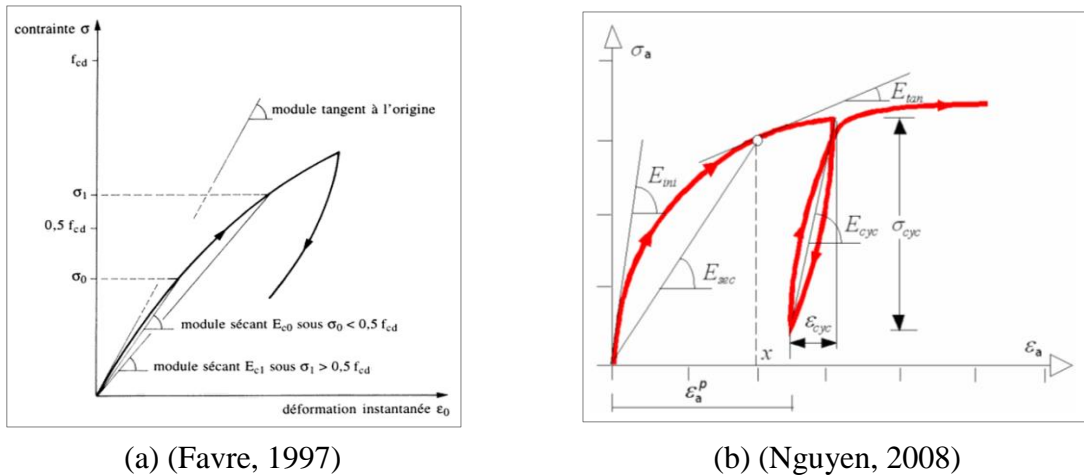


Figure 5.4. Modules sécants et modules tangents

Dans tous les cas, le module tangent à l'origine (faible sollicitations mécaniques) est supérieur au module statique sécant (pour tout taux de sollicitations mécaniques), puis lorsque le matériau perd son comportement linéaire, le module statique tangent devient inférieur au module statique sécant (Nguyen, 2008). Toutefois, dans certains cas, la différence entre ces deux modules statiques (sécant et tangent) peut être réduite (Favre, 1997). Le module considéré dans la plupart des études est le module statique sécant, donc le plus faible des modules statiques. Certains auteurs remarquent alors que les modules dynamiques sont évalués à de faibles sollicitations mécaniques. Ils devraient donc être comparés aux modules statiques tangents initiaux, ce qui expliquerait qu'ils soient toujours supérieurs au module statique sécant (Yildirim & Sengul, 2011). Cette explication n'est cependant pas la plus fréquente dans la littérature.

L'hétérogénéité du matériau est plus souvent citée comme responsable des différences entre les modules statique et dynamique. Cette hétérogénéité peut provenir de la porosité, fissuration et orientation des fissures, teneur en pâte de ciment, teneur en eau, la forme et la teneur en granulats, etc. Cette hétérogénéité affecte en effet les modules dynamiques et statiques mais de manière distincte (Haidar et Cabor, 2002). Ainsi, Dias *et al.* ont montré que le module dynamique d'élasticité déterminé par une technique de pulse-écho en transmission directe est plus sensible au séchage du matériau (Dias *et al.*, 1990). En testant des pâtes de ciment soumis à des températures élevées (700°C), ils ont obtenu en effet que les modules dynamiques sont plus grands que les modules statiques lorsque la température augmente (Dias *et al.*, 1990). En réalité, pour de telles températures, la perte d'eau n'est pas la seule responsable de ces modifications. La fissuration induite, les modifications d'hydrates peuvent également expliquer ces résultats. Ce résultat semble en accord avec ceux de Villain *et al.* qui ont observé une

augmentation du module dynamique de l'ordre de 75% sur une même éprouvette de béton lorsque sa teneur en eau passe de 4% à 0% (Villain *et al.*, 2009). Dans de telles conditions de séchage, le matériau est probablement très fissuré. Cette analyse ne doit pas se limiter à la seule perte d'eau du matériau lors de la sollicitation thermique ou hydrique, car cette sollicitation génère également : fissurations et déshydratations des hydrates. La fissuration a probablement un effet très différent sur un module statique qui évalue le matériau de manière globale à l'échelle de l'échantillon et le module dynamique qui peut être affecté par la présence de discontinuités locales dans le matériau. En particulier, l'essai statique peut être responsable de la fermeture de certaines fissurations au début de l'essai. La technique d'évaluation du module peut alors avoir un impact important sur sa valeur.

En réalité, chacun des constituants du béton peut être assimilé à un diffuseur d'ondes. Ces diffuseurs sont les granulats, les grains de sables, les fissures et les microfissures voire les barres de renfort (Garnier *et al.*, 2008). On assiste alors à différentes interactions des ondes ultrasonores avec chaque diffuseur potentiel du matériau. De plus pour des gammes de fréquences d'ondes données (100 kHz à 1 MHz), il peut arriver que les longueurs des ondes correspondent à la taille moyenne des agrégats. Il en résulte alors des phénomènes de diffusion multiple (Garnier *et al.*, 2009; Payan, 2015) avec pour conséquence de potentielles erreurs d'interprétation des vitesses d'ondes mesurées et des modules dynamiques calculés à partir de ces vitesses d'ondes.

Pour l'ensemble de ces raisons, les corrélations vitesse ultrasonore – propriétés mécaniques qui sont généralement proposées ne peuvent s'appliquer qu'à des exemples donnés dans des circonstances spécifiques comme le suggère certains auteurs (Garnier *et al.*, 2009).

Nous passons maintenant à la revue bibliographique sur les liens entre la perméabilité et les vitesses d'ondes à travers le matériau.

5.2.2.2. Revue bibliographique sur les relations entre vitesse d'ondes et perméabilité

Puisque la propagation des ultrasons dans le béton est en partie conditionnée par les vides, il pourrait être possible de relier les vitesses d'ondes à la porosité puis de les relier dans un second temps à la perméabilité. Le modèle le plus cité dans la bibliographie est celui de Yaman (Lafhaj *et al.*, 2006; Panzera *et al.*, 2011; Yaman *et al.*, 2002). Ce modèle simplifié utilise un modèle linéaire de perméabilité en fonction de la porosité (les pores du matériau sont modélisés par des capillaires cylindriques parallèles et dont la longueur est égale à la longueur apparente de l'éprouvette). Il ne prend donc pas en compte la tortuosité, ni la surface spécifique, ni la distribution aléatoire des tailles des pores, ni la connectivité, ni la constructivité des pores (Lafhaj *et al.*, 2006). Nous avons par ailleurs vu au Chapitre 2 que ce modèle de capillaires parallèles ne correspond pas au réseau poreux des bétons et ne peut donc pas être utilisé pour le béton étudié dans le projet ENDE. La limite fondamentale des ultrasons pour évaluer la perméabilité du béton réside dans le fait que les ultrasons ne se propagent pas dans le vide, alors que la perméabilité est étroitement liée au réseau poreux du béton. Pour poursuivre, nous nous intéressons à présent aux ondes électromagnétiques.

Définition : une onde électromagnétique est le résultat de la vibration couplée d'un champ électrique et d'un champ magnétique variables dans le temps.

C'est pour cette dernière propriété des ondes électromagnétiques que celles-ci apparaissent intéressantes pour évaluer les propriétés de transfert dans le matériau. Le béton possède des propriétés électromagnétiques qui sont évaluées par deux indicateurs principaux : la conductivité électrique (inverse de la résistivité électrique) et la permittivité diélectrique (Filali et al., 2006).

Le principe est le même que dans le cas des ultrasons avec toutefois une réponse distincte. A partir du temps de parcours de ces ondes électromagnétiques, il est possible de calculer les vitesses de propagation puis la permittivité par exemple. Cependant, lors de la rédaction de ce document, nous n'avons pas trouvé dans la littérature des informations sur les liens entre ces vitesses d'ondes électromagnétiques et la perméabilité.

La résistivité électrique est mesurée par des techniques électriques et non basées sur la propagation des ondes. Il n'existe pas à notre connaissance de lien entre les vitesses des ondes électromagnétiques et la résistivité. Les méthodes de mesure utilisent le principe suivant alors :

Principe de la mesure de la résistivité électrique : générer un champ électrique (par injection d'un courant le plus souvent alternatif) dans le béton et mesurer la différence de potentiel ou la résistance qui en résulte.

La Figure 5.5 présente la méthode des deux points et la méthode des quatre points. Leur fonctionnement est basé sur le principe précédent à la différence que l'une fonctionne en transmission directe (Figure 5.5-a) et l'autre fonctionne en indirecte (Figure 5.5-b).

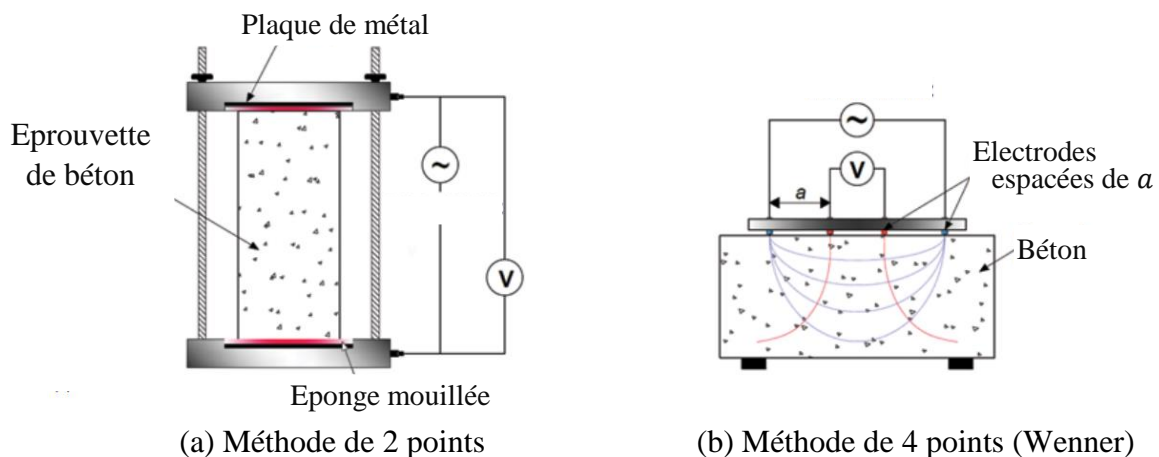


Figure 5.5. Mesure la résistivité électrique (Layssi *et al.*, 2015)

Puisque le béton est un matériau faiblement conducteur, sous l'effet d'un potentiel électrique, la circulation des charges électriques est portée par l'eau contenue dans le béton qui contient des ions (K^+ , Na^+ , Ca^{++} , SO^- , et OH^- , Cl^-) et qui sert alors de solution électrolyte (Elkey et Sellevold, 1995; Woelfl et Lauer, 1979). Ainsi, la résistivité dépend étroitement de la teneur en eau et de la porosité du matériau et il n'est pas possible de l'évaluer quand le béton est sec (pas de solution électrolyte). Elle est donc liée à la perméabilité du matériau (Archie, 1942; Hossain

et Cohen, 2012; Perez-Rosales, 1982; Tumidajski *et al.*, 1996; Winsauer *et al.*, 1952; Wyllie et Witte, 1956).

5.2.2.3. Synthèse de la revue bibliographique

Cette revue bibliographique a porté sur les techniques non destructives qui pourraient être utilisées dans le cadre des méthodes d'évaluation du débit de fuite dans les structures : modules dynamiques et statiques d'une part et propriétés diélectriques du béton d'autre part. A son issue, on peut retenir les principales informations suivantes :

- Il n'existe pas de loi empirique universelle entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique. Nous n'avons pas trouvé d'étude qui mentionne de corrélations entre les endommagements statiques et dynamiques calculés à partir de ces deux types de modules.
- Peu d'études relient la perméabilité à la permittivité et à la résistivité électrique.

C'est pour combler ces manques que nous réalisons l'étude dont nous présentons maintenant les équations théoriques utilisées, le programme expérimental exécuté et les résultats.

5.2.3. Partie théorique : équations de calcul

Calcul du module dynamique

Le module dynamique est estimé à partir des vitesses des ondes ultrasons à travers le matériau. Celles-ci sont calculées à partir des temps de parcours des ondes ultrasons. Ces vitesses sont reliées aux modules E et aux coefficients de Poisson par les relations suivantes (Jones, 1953; Neville, 1995; Nguyen, 2014; Panzera *et al.*, 2011) :

$$v_L = \left[\frac{E_{\text{dyn}}(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \right]^{1/2} \quad (\text{Eq. 5.8})$$

$$v_T = \rho \cdot v_T^2 \cdot \frac{3 v_L^2 - 4 v_T^2}{v_L^2 - v_T^2} \quad (\text{Eq. 5.9})$$

Avec v_L : vitesse longitudinale (de compression)

v_T : vitesse transversale (de cisaillement)

E_{dyn} : Module d'élasticité dynamique ; ν : coefficient de Poisson

ρ : masse volumique.

On peut en déduire le module d'élasticité E en fonction des vitesses par la relation suivante :

$$E_{\text{dyn}} = \rho \cdot v_T^2 \cdot \frac{3 v_L^2 - 4 v_T^2}{v_L^2 - v_T^2} \quad (\text{Eq. 5.10})$$

Calcul de la permittivité et de la résistivité électrique

A partir des vitesses des ondes électromagnétiques, on utilise la relation suivante (Balanis, 1989) :

$$\varepsilon = \left(\frac{c}{v_e} \right)^2 \quad (\text{Eq. 5.11})$$

Avec ε : permittivité (sans unité)

v_e : vitesses de l'onde électromagnétique (m.s^{-1})

c : constante, vitesse du son dans la vide ($3 \times 10^8 \text{ m.s}^{-1}$)

Lors d'une mesure de la résistivité électrique, c'est la résistance qui est mesurée. A partir de cette dernière, on calcule la résistivité électrique comme suit :

$$\rho = 2\pi aR \quad (\text{Eq. 5.12})$$

Avec ρ : résistivité électrique ($\Omega.\text{m}$)

a : la distance entre les électrodes (m) (voir Figure 5.5)

R : résistance mesurée lors de l'essai (Ω)

5.2.4. Campagnes expérimentales

5.2.4.1. Mesure modules dynamiques et statiques

A l'issue de la revue bibliographique, nous avons noté que le module dynamique pouvait être modifié par l'état du béton. Pour que cette étude puisse nous servir par rapport au projet ENDE, nous avons retenu les deux principales sollicitations considérées dans cette thèse :

- **Hydrique** : caractérisation des endommagements hydriques dynamiques et statiques en fonction de l'état de saturation. Pour le faire, nous avons complété la caractérisation mécanique du béton en fonction du taux de saturation en eau. Le Tableau 5.2 présente le résumé des essais complémentaires réalisés. On mesure les modules dynamiques puis statiques d'éprouvettes de béton à quatre états de saturation ($S_r = 100\%$, 60% , 30% et 20%). Les modules dynamiques sont mesurés avec les ultrasons en transmission directe.

Tableau 5.2. Mesure du module d'élasticité statique et dynamique en fonction de la saturation

Eprouvettes : Trois éprouvettes $\varnothing 11 \times 22 \text{ cm}^2$ testés à quatre niveaux de saturation. $S_r = 100\%$, 60% , 30% et 20%
Matériel de mesure du module E statique <ul style="list-style-type: none"> - Presse mécanique pour chargement mécanique : type de presse - Jauges pour acquisition des déformations. Type de jauges :
Matériel de mesure du module E dynamique (Voir dispositif en Annexe N°8) <ul style="list-style-type: none"> - Mesure des vitesses ultrasons en transmission direct, fréquence = 1 GHz - Deux capteurs piézo-électriques (un émetteur et un récepteur)

- **Thermo-hydrique** : caractérisation des endommagements thermo-hydriques dynamiques et statiques en fonction de la température (pour un état de saturation donné, en l'occurrence $S_r = 60\%$ au moment des chocs thermiques). Trois températures sont étudiées : 80 , 150 et $200 \text{ }^\circ\text{C}$. Nous ne réalisons pas d'essai complémentaire pour cet état d'endommagement. Nous utiliserons les résultats des modules statiques déterminés au Chapitre 3 que nous comparerons aux modules dynamiques évalués dans le cadre du projet ENDE. Ce choix peut paraître discutable puisque les essais ne sont pas menés sur

les mêmes éprouvettes, mais l'ensemble des gâchées sont faites à partir de la même formulation de béton, on suppose alors négligeable les variabilités entre les différentes gâchées qui ont précisément servi pour ces essais (G1, G2, G3 et G7).

5.2.4.2. Evaluation de la perméabilité, de la permittivité et de la résistivité électrique

Afin de réduire les dispersions, nous avons mesuré la perméabilité, la résistivité électrique et la permittivité sur les mêmes éprouvettes. Le Tableau 5.3 présente le résumé de la campagne expérimentale. Il s'agit pour chacune des éprouvettes cylindriques de mesurer la perméabilité avec le perméamètre Cembureau, ensuite de mesurer les vitesses d'ondes électromagnétiques au moyen du radar (pour en déduire la permittivité) et enfin de mesurer la résistivité électrique avec la méthode Wenner.

Afin d'évaluer l'impact de la taille sur la mesure de la permittivité et de la résistivité électrique, nous avons testé trois tailles d'éprouvettes :

- Cylindres de diamètre 15 cm et d'épaisseur 5 cm,
- Cylindres de diamètre 15 cm et d'épaisseur 10 cm,
- Cylindres de diamètre 11 cm et d'épaisseur 22 cm.

Tableau 5.3. Mesure de la perméabilité, de la permittivité et de la résistivité électrique

Eprouvettes : 9 éprouvettes testées à différents degrés de saturation $S_r = 100\%, 70\%, 60\%, 45\%, 30\%, 20\%, 10\%, 6\%$
Protocole et température de séchage (TS) des éprouvettes (idem que dans le Chapitre 3)
Matériel de mesure de la perméabilité - Perméamètre Cembureau et perméamètre Torrent TPT
Matériel de mesure des vitesses d'ondes électromagnétiques - Radar, en transmission directe
Matériel de mesure de la résistivité électrique - Méthode Wenner

5.2.5. Résultats et analyse

5.2.5.1. Endommagements calculés à partir des modules dynamiques et statiques

Etat d'endommagement hydrique

L'ensemble des valeurs de modules dynamiques en fonction du degré de saturation sont présentées sur la Figure 5.6. Nous pouvons relever les observations suivantes :

- Les deux types de modules dynamique et statique indiquent que le module d'élasticité diminue durant le séchage du béton. Nous avons expliqué ce résultat dans le chapitre 3. La mesure dynamique est plus sensible à ce phénomène.
- Contrairement aux résultats généralement présentés dans la littérature, les modules dynamiques obtenus ne sont pas toujours supérieurs aux modules statiques. L'écart observé est de l'ordre de 15 %. Dans le cas du béton étudié dans ce travail, on observe l'égalité des deux modules pour le degré de saturation de 60 %. Ce constat a également été fait par les partenaires du laboratoire IFSTAR qui ont travaillé sur des carottes issues de ces dalles (ces résultats ne sont pas encore publiés).

Ce résultat n'est pas pour autant en opposition complète avec la littérature. En effet, dans la littérature, les essais sont généralement faits sur des éprouvettes saturées. Comme on

peut le lire sur la Figure 5.6 à l'état saturé, les modules dynamiques sont toujours supérieurs aux modules statiques. D'autres auteurs ont travaillé sur des pâtes de ciment soumises à des températures élevées (700°C) donc sèches. Contrairement aux résultats de la présente étude, ils ont observé que les modules statiques étaient inférieurs aux modules dynamiques (Dias *et al.*, 1990). Toutefois, ce travail avait été fait sur pâte sans interactions avec des granulats. Cette intégration conduit à des incompatibilités de déformations pouvant conduire à une micro-fissuration plus importante dans le cadre d'un séchage.

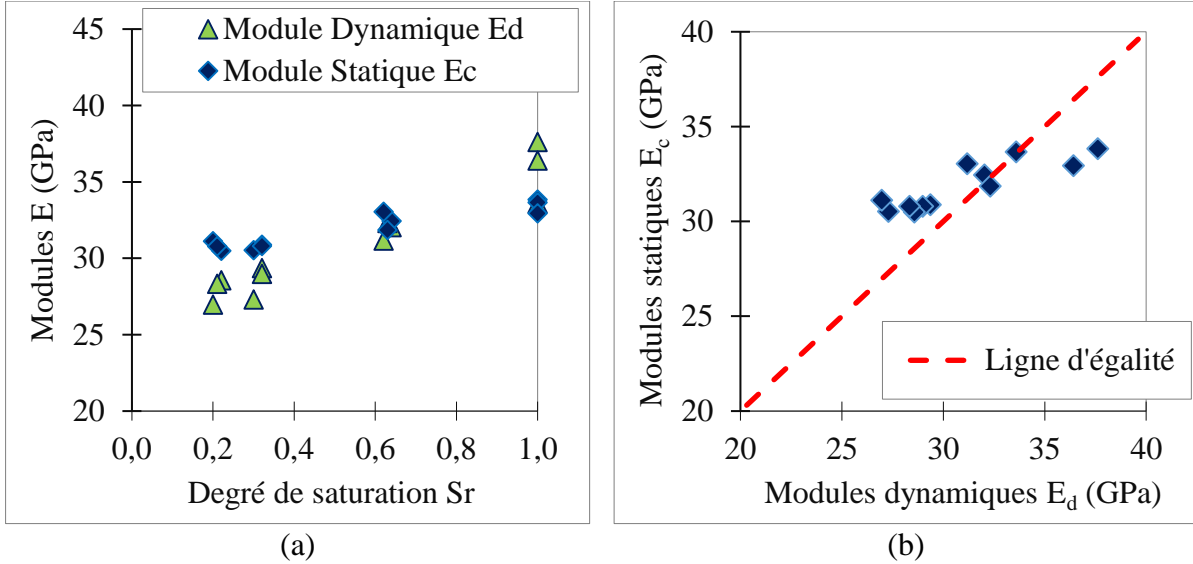


Figure 5.6. Comparaisons des modules dynamiques et statiques par état de saturation

Puisque l'objectif de cette étude est d'étudier la corrélation entre l'endommagement hydrique obtenu à partir du module statique D_{Hc} et l'endommagement hydrique obtenu à partir du module dynamique D_{Hd} , nous présentons maintenant les valeurs des endommagements. On rappelle que nous avons considéré comme variable d'endommagement $D_H = 1 - E_{Sr}/E_{100\%}$.

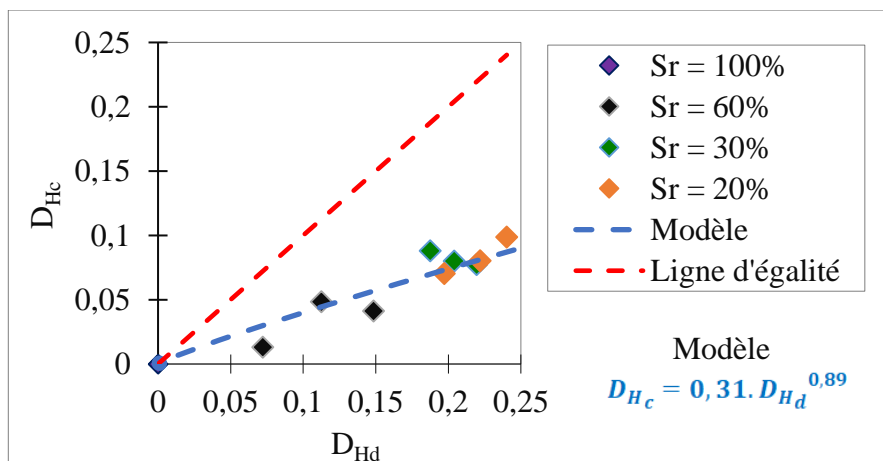


Figure 5.7. Endommagement du module statique en fonction de l'endommagement du module dynamique : valeurs expérimentales et loi de corrélation

L'endommagement dynamique est toujours supérieur à l'endommagement statique ce qui pourrait s'expliquer par un impact plus important de la micro-fissuration induite par le retrait empêché de la pâte par les granulats sur le module dynamique que sur le module statique. Sur

la base des mesures réalisées dans ce travail, une fonction de corrélation a été établie entre l'endommagement obtenu par le module dynamique et celui obtenu par le module statique :

$$D_{Hc} = 0,31 \cdot D_{Hd}^{0,89} \quad (\text{Eq. 5.13})$$

Avec D_{Hc} : endommagement hydrique statique

D_{Hd} : endommagement hydrique dynamique

Le coefficient de corrélation de cette loi avec la valeur expérimentale est égal à 0,93. Cette loi sera utilisée dans la suite du travail pour évaluer l'endommagement statique à partir de l'endommagement dynamique pour les dalles du projet ENDE.

Etat d'endommagement thermo-hydrrique

La Figure 5.8-a présente l'évolution de l'endommagement du béton sous sollicitation thermo-hydrrique. Deux évaluations sont comparées : celle obtenue à partir du module statique sur éprouvettes pendant la présente thèse et celle de l'endommagement dynamique obtenue lors des essais sur dalles du projet ENDE. Pour ces essais, l'état hydrique initial des éprouvettes est $S_r = 60\%$. Nous comparons ces évolutions à celle de la littérature présentée sur la Figure 5.8-b qui est une représentation des essais de Schneider (1982).

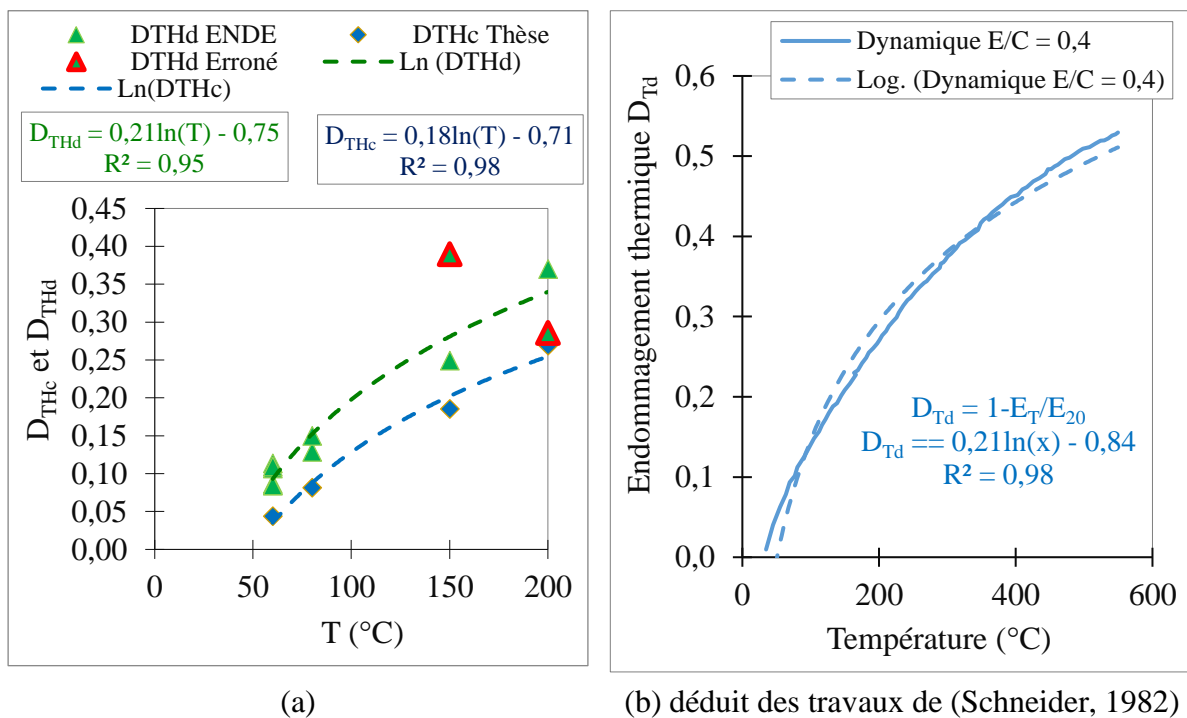


Figure 5.8. Endommagement dynamiques et statiques en fonction de la température

On peut faire les différentes observations :

- Les deux types d'endommagement thermo-hydrrique, dynamique et statique augmentent quand la température augmente. Dans le cas de l'endommagement dynamique, on remarque qu'il y a deux points (un à 150°C et l'autre à 200°C) qui sont assez dispersés par rapport à la tendance générale. L'hétérogénéité générée par l'endommagement thermique sur des dalles de dimensions importantes peut expliquer ces deux points. En effet comme le montre la Figure 5.8b déduite des données expérimentales de Schneider (1982)

référéncé dans (Naus, 2010) (voir Figure 5.3), il n’y a pas d’irrégularités dans l’endommagement dynamique entre 150°C et 200°C.

- Le modèle d’endommagement dynamique établi à partir des données du projet ENDE (Figure 5.8-a) semble correspondre à celui de la littérature (Figure 5.8-b). Dans le cadre du projet, le degré de saturation des dalles au début des sollicitations thermiques est égal à 60 %. Après les chocs thermiques à 150°C et 200°C, le degré de saturation des dalles est proche de zéro et l’impact quantitatif du degré de saturation lors d’un choc thermique n’a pas pu être précisé.

On considère les modèles d’endommagements dynamiques et statiques mentionnés sur la Figure 5.8-a. On peut alors exprimer le modèle statique en fonction du modèle dynamique. On en déduit ainsi une loi de corrélation entre les endommagements obtenus par module dynamique et statique :

$$D_{THc} = D_{THd}^{1,26} \quad (\text{Eq. 5.14})$$

Avec D_{THc} : endommagement thermo-hydrique statique,

D_{THd} : endommagement thermo-hydrique dynamique

Enfin puisque ce modèle n’est pas établi en faisant passer une courbe de tendance entre les valeurs expérimentales, nous la vérifions sur les données expérimentales (Figure 5.9).

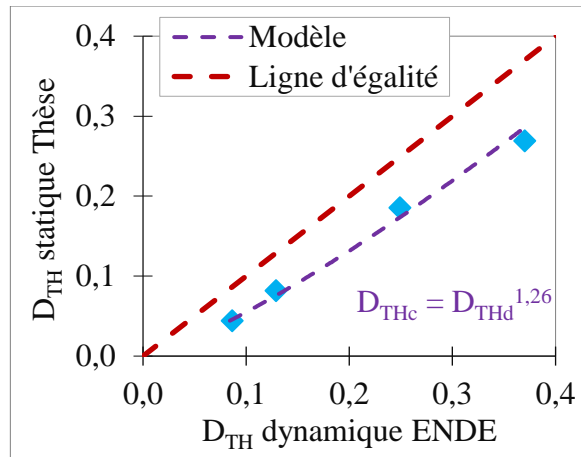


Figure 5.9. Modèle Endommagement thermo-hydrique dynamique – endommagement thermo-hydrique statique

L’endommagement dynamique est toujours supérieur à l’endommagement statique ce qui pourrait s’expliquer par un impact plus important de la fissuration thermique induite (expansion et contraction de la pâte de ciment) sur le module dynamique que sur le module statique. Le coefficient de corrélation de cette loi avec la valeur expérimentale est égal à 0,96. Cette loi sera utilisée dans la suite du travail pour évaluer l’endommagement thermique statique à partir de l’endommagement thermique dynamique pour les dalles du projet ENDE.

5.2.5.2. Perméabilité, permittivité et résistivité

Les essais complémentaires réalisés ici sont uniquement relatifs à l'état d'endommagement hydrique, donc seule la variation du degré de saturation et les endommagements induits font varier la perméabilité, la résistivité électrique et la permittivité.

Dans un premier temps nous présentons l'évolution des propriétés évaluées en fonction de la saturation puis nous concluons sur les relations entre ces propriétés.

- Résultats des mesures de la perméabilité

L'évolution de la perméabilité en fonction du degré de saturation a été détaillée dans le Chapitre 3. Ces résultats ont été présentés dans le Chapitre 3 (Figure 3.15).

- Résultats des mesures de la permittivité

Les résultats de permittivité en fonction du degré de saturation et selon la taille de l'éprouvette sont présentés sur la Figure 5.10. On peut relever deux séries d'observations selon la taille de l'éprouvette et selon le degré de saturation.

De la taille des éprouvettes : La taille des éprouvettes n'a pas un impact notable sur la permittivité. Mais, on peut remarquer sur la Figure 5.10 que la faible surface des éprouvettes de diamètre 11 cm semble conduire à de plus faibles valeurs de permittivités que les éprouvettes de diamètre 15 cm dont les permittivités semblent indépendantes des épaisseurs comprises entre 5 et 10 cm. En fait, les capteurs utilisés (émetteur et récepteur) ont la dimension des éprouvettes $\phi 11 \times 22 \text{ cm}^2$ il est donc possible qu'il ait eu des effets de bords. Les éprouvettes étant étanchées par du papier aluminium sur leur périphérie, la proximité entre électrodes et papier aluminium peut conduire à la modification des vitesses de certaines ondes sur les éprouvettes $\phi 11 \times 22 \text{ cm}^2$.

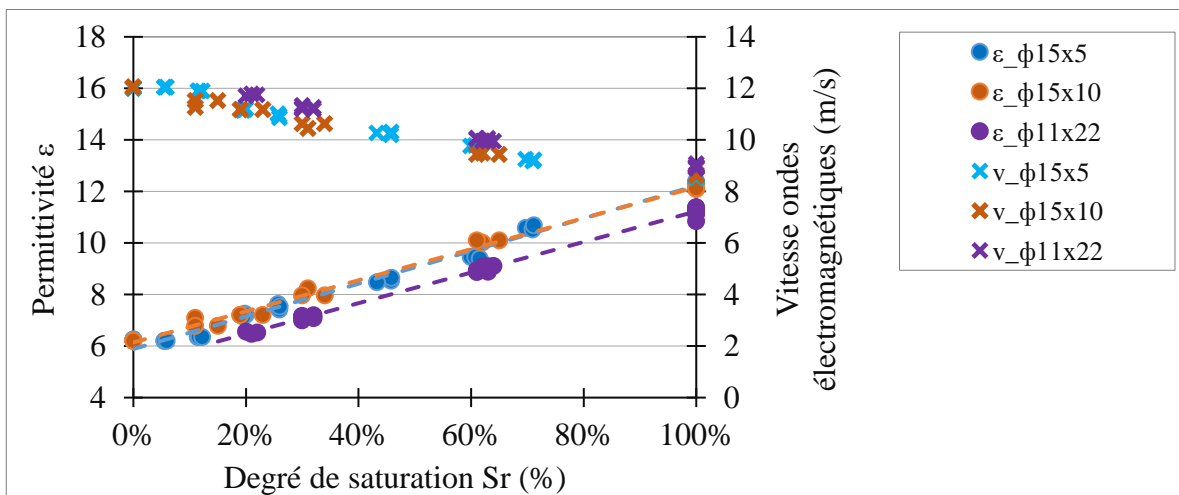


Figure 5.10. Evolution de la permittivité en fonction de la saturation

Du degré de saturation. On peut relever que les vitesses d'ondes électro magnétiques et la permittivité sont inversement proportionnelles (voir (Eq. 5.11)). La permittivité diminue presque linéairement quand le degré de saturation diminue. A l'inverse les vitesses d'ondes augmentent quand le degré de saturation diminue. Il s'agit d'un phénomène assez connu qui est lié à l'augmentation de la permittivité du milieu avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui accroît sa capacité à polariser l'onde radar et par conséquent à causer son

ralentissement (Balayssac *et al.*, 2008; Klysz, 2004). Ce résultat est en concordance avec ceux de la littérature (Balayssac *et al.*, 2007, 2008; Sbartai *et al.*, 2006) et est indépendant de la taille de l'éprouvette.

Nous poursuivrons cette discussion avec l'analyse de la Figure 5.11.

En fait, se basant sur ces évolutions de la Figure 5.10, la permittivité apparaît comme un indicateur intéressant pour évaluer les cheminements de transfert dans le matériau. Pour cela, nous proposons d'analyser l'évolution de la permittivité en fonction de la porosité accessible au gaz. Les modèles mentionnés sur la Figure 5.11 sont intéressants et ils peuvent permettre la prédiction de la porosité accessible au gaz sur site. On peut en déduire que la porosité accessible peut être approchée par le modèle suivant :

$$\phi_{\text{gaz}} = 0,025 \cdot (12,22 - \varepsilon) \tag{Eq. 5.15}$$

Avec ε : permittivité inférieure ou égale à 12,22.

ϕ_{gaz} : porosité accessible au gaz

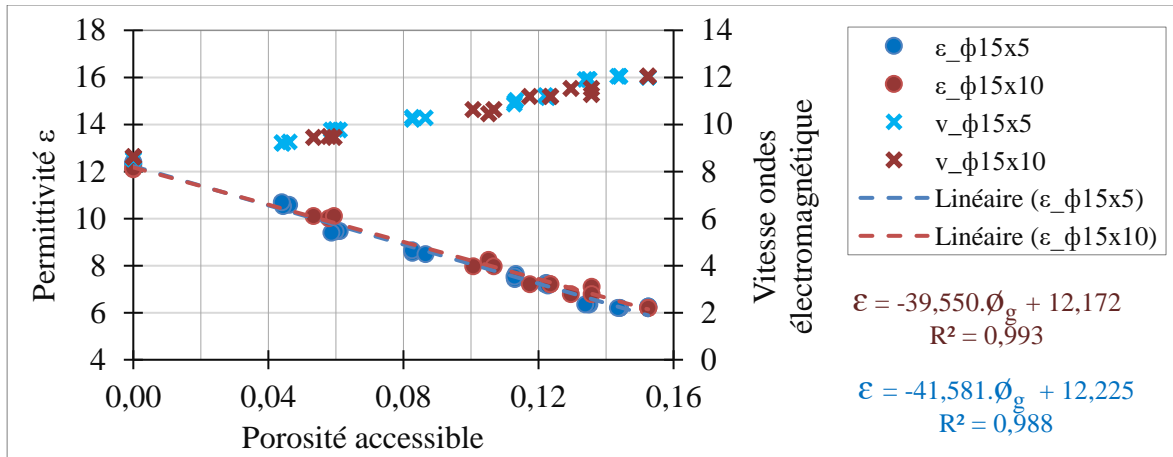


Figure 5.11. Evolution de la permittivité en fonction de la porosité accessible au gaz

Discussions sur la relation (Eq. 5.15). Si la relation précédente paraît intéressante pour la prédiction de la porosité accessible à partir de la permittivité, elle semble limitée lorsque le matériau sèche totalement. La permittivité ne dépend pas tant de la porosité accessible que de l'ensemble des constituants du matériau, notamment la teneur en eau. C'est en réalité la capacité du champ électromagnétique à polariser les molécules d'eau (à les orienter) qui fait varier la permittivité. Pour cela, il faut que ces molécules soient mobiles, il s'agit donc de l'eau libre. Or, aux faibles teneurs en eau, l'eau n'est plus mobile et a tendance à se lier physiquement aux hydrates du béton. Ce phénomène a été identifié et analysé dans la littérature (Klysz, 2004; Lai *et al.*, 2009).

C'est pour cette raison que la permittivité ne varie plus significativement pour des porosités accessibles supérieures à 14% pour le béton étudié ici. Au-delà de cette limite de porosité la relation (Eq. 5.15) devient potentiellement discutable donc.

- Relations entre la perméabilité et la permittivité

En considérant l'ensemble des valeurs expérimentales du projet ENDE et de ceux obtenus dans cette étude complémentaire, nous avons déterminé que le modèle suivant pouvait être établi entre la perméabilité apparente à l'air à 2 bars et la permittivité.

$$k_a(2 \text{ bars}) = 1,75 \cdot 10^{-13} \varepsilon^{-4,5} \quad (\text{Eq. 5.16})$$

Avec ε : permittivité (sans unité)

$k_a(2 \text{ bars})$: perméabilité apparente à l'air à 2 bars absolue (m^2).

Ce résultat représenté sur la Figure 5.12 est moyennement intéressant. En effet, on observe une faible sensibilité de la perméabilité vis-à-vis de la permittivité pour de fortes permittivités correspondant aux forts taux de saturation. Il est donc envisageable que cette loi conduise à des erreurs importantes dans l'estimation de la perméabilité pour ces gammes de permittivité. Cependant, la sensibilité de la perméabilité vis-vis de la permittivité est importante pour de faibles permittivités. Cette sensibilité est tellement importante qu'une infime erreur sur la permittivité peut conduire à une erreur importante sur la perméabilité : par exemple on observe sur la Figure 5.12 que quand la permittivité est au voisinage de 4,75, la perméabilité apparente à l'air varie entre 7,5 et 27,5 10^{-17} m^2 . Ce résultat est une conséquence directe du phénomène de polarisation de l'eau discutée précédemment : lorsqu'il n'y a plus de l'eau libre dans le matériau, la permittivité varie peu. A l'opposé, la perméabilité peut continuer à évoluer considérablement. Il faudrait alors faire attention lors de l'utilisation de la permittivité pour le calcul de la perméabilité à l'air.

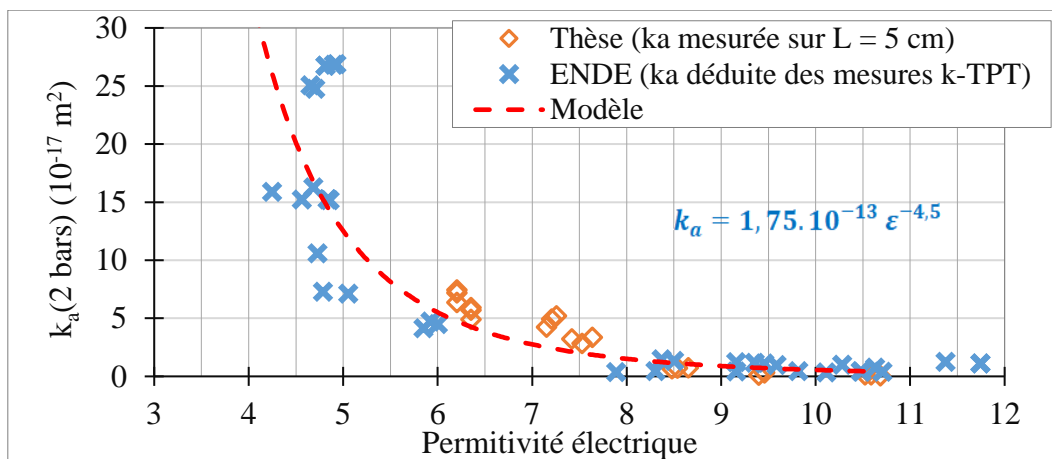


Figure 5.12. Perméabilité en fonction de la permittivité

Résultats des mesures de la résistivité électrique

Nous menons à présent un raisonnement similaire à celui relatif à la permittivité pour la résistivité électrique. Nous présentons d'abord les évolutions de la résistivité en fonction du degré de saturation et selon la taille de l'éprouvette (Figure 5.13-a) puis en fonction de la porosité accessible (Figure 5.13-b).

On peut faire l'ensemble des observations suivantes :

De la taille des éprouvettes. Il n'y a pas d'effet de taille particulier sur la résistivité. La technique de mesure peut expliquer ce résultat : le champ électrique induit par l'injection du courant alternatif n'est pas impacté par les géométries des éprouvettes étudiées dans cette étude. La technique peut alors paraître intéressante pour les mesures sur site.

Du degré de saturation. Sur la Figure 5.13-a, on lit une importante sensibilité de la résistivité au degré de saturation en eau. Ce résultat est en concordance avec ceux de la littérature

(Villain *et al.*, 2014). En effet, l'eau présente dans le matériau sert d'électrolyte pour le courant alternatif, il est compréhensible qu'en cas de discontinuité dans cet électrolyte le courant soit perturbé avec pour conséquence de fortes variations de la résistivité.

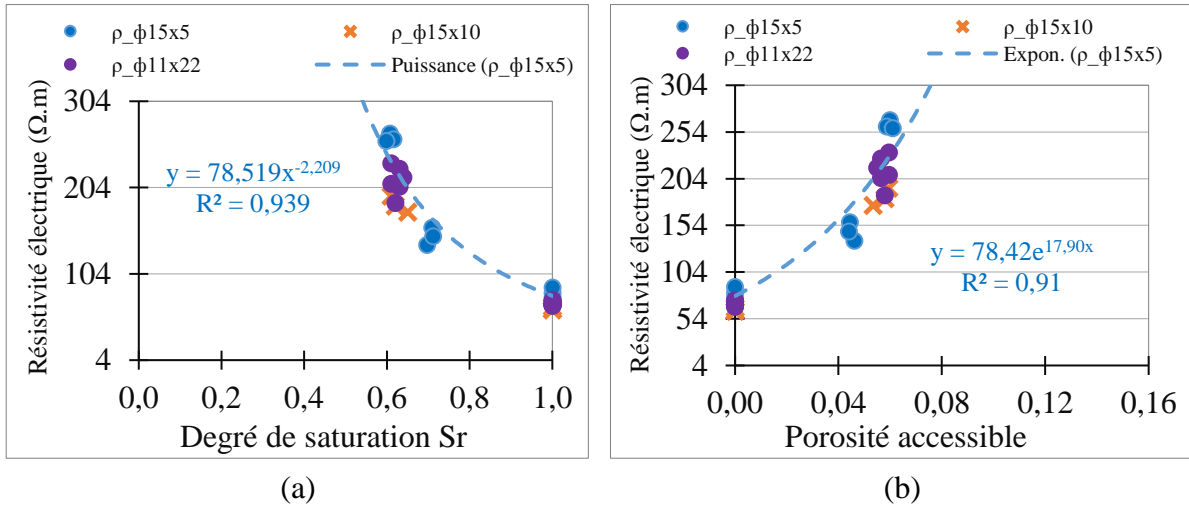


Figure 5.13. Evolution de la permittivité en fonction de la saturation

Nous pouvons retenir l'équation suivante pour calculer la porosité accessible à partir de la résistivité électrique.

$$\phi_{\text{gaz}} = 0,01275 \cdot \ln\left(\frac{\rho}{17,90}\right) \quad (\text{Eq. 5.17})$$

Avec ρ : résistivité électrique (Ω.m) ; ϕ_{gaz} : porosité accessible au gaz

Relations entre la perméabilité et la résistivité électrique

Il est difficile d'établir expérimentalement une relation entre la perméabilité apparente et la résistivité électrique qui couvre tous les états de saturation ($S_r = 0\%$ à 100%) comme le montrent les résultats sur la Figure 5.14-a. En effet, la plage de mesure de la résistivité électrique est de $S_r = 50$ à 100% . Puisque nous ne pouvons pas utiliser directement les résultats de la Figure 5.14-a, nous considérons alors l'évolution relative de la perméabilité en fonction de la saturation (Chapitre 3) et l'évolution de la résistivité présentée sur la Figure 5.13-a. A partir de ces deux évolutions, on peut obtenir le modèle présenté sur la Figure 5.14-b.

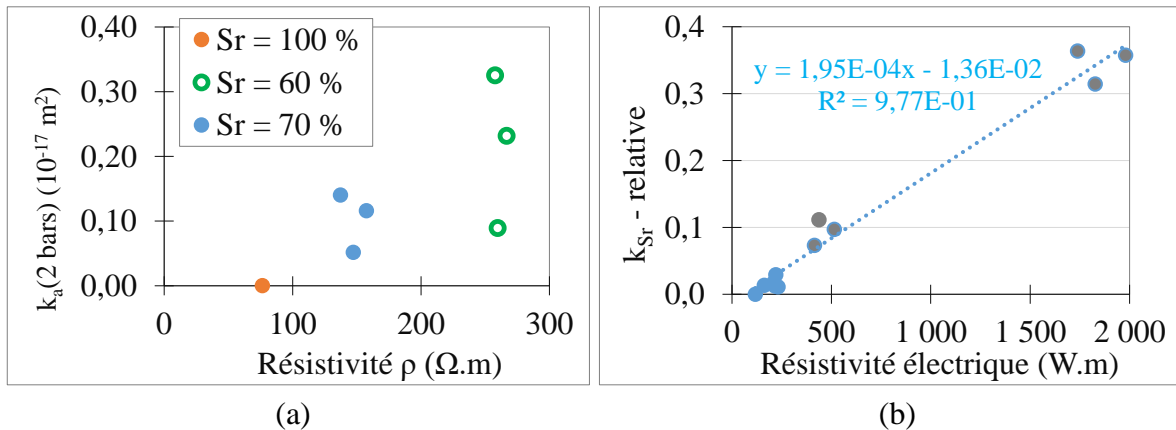


Figure 5.14. Evolution de la perméabilité en fonction de la résistivité

A partir de la Figure 5.14-b, nous pouvons retenir l'équation suivante pour calculer la perméabilité (apparente ou intrinsèque) à partir de la résistivité électrique.

$$k = k_{3\%} \cdot (1,95 \cdot 10^{-4} \cdot \rho - 1,36 \cdot 10^{-2}) \quad (\text{Eq. 5.18})$$

Avec ρ : résistivité électrique comprise entre 76 et 260 $\Omega \cdot \text{m}$;

k : perméabilité (apparente ou intrinsèque)

$k_{3\%}$: perméabilité (apparente ou intrinsèque) à l'état de saturation $S_r = 3\%$

5.2.5.3. Synthèse de l'étude complémentaire

Cette étude nous a permis de compléter les lois établies au Chapitre 3. En effet, nous disposons maintenant d' :

- Un modèle entre l'endommagement hydrique dynamique et l'endommagement hydrique statique, et un modèle entre l'endommagement thermo-hydrique dynamique et l'endommagement thermo-hydrique statique.
Avec ces deux modèles, il sera alors possible de ramener les endommagements dynamiques évalués sur site dans le référentiel des modèles de perméabilité – endommagement statique établi dans le Chapitre 3. Ainsi, il n'est pas utile d'établir des modèles complémentaires perméabilité – endommagement dynamiques.
- Un modèle entre la permittivité et la perméabilité. A partir de ce modèle il sera possible de prédire la perméabilité puis les taux de fuite sur site à partir de la permittivité. Nous avons vu que la sensibilité de la perméabilité vis-à-vis de la permittivité pourrait conduire à des approximations importantes.
- Un modèle entre la permittivité et la porosité accessible. Ce modèle peut s'avérer intéressant. En effet, la connaissance de la porosité est requise pour prédire les temps d'établissement du régime permanent d'écoulement à partir de la perméabilité et donc de prédire les cinétiques de débits.
- Un modèle entre la résistivité et la perméabilité, puis un modèle entre la résistivité et la porosité accessible. La résistivité électrique apparaît intéressante lorsque la mesure est possible.

A présent nous pouvons aborder la prédiction des fuites.

5.3. Prédiction des taux de fuite

Il est important de préciser quelques notions relatives à la fuite, à la zone considérée avant de présenter les méthodes de calcul et la méthodologie retenue.

5.3.1. Notion de fuite, zone considérée et méthodologie générale de calcul

5.3.1.1. Notion de fuite

On définit comme taux de fuite, la quantité de fluide qui traverse le matériau. Le fluide considéré ici est le gaz. Ainsi, l'agent moteur est un gradient de pression. Puisque le gaz est un fluide compressible, cette quantité de fuite peut être exprimée au moyen du débit volumique (Q_v : l/h) ou du flux gazeux ($G = PQ_v$: bar.l/h).

Il est courant d'exprimer les taux de fuite au moyen d'un débit volumique pour une pression précise (généralement comprise entre 2 et 6 bars absolu). Dans la suite du document, les termes

« fuite », « taux de fuite » sont utilisés pour désigner soit le débit volumique (et on précise la pression) soit le flux gazeux (et aucune précision sur le gradient de pression n'est requise). Ainsi définie, la fuite est directement associée à la perméabilité : transfert de matière (gaz) dans le matériau sous l'effet d'un gradient de pression. Il est compréhensible que la première étape du calcul des fuites soit alors la détermination de la perméabilité. Avant de présenter les étapes de calcul, nous précisons d'abord les zones de béton considérées dans notre étude.

5.3.1.2. Zone d'étude considérée et représentativité des calculs de fuite

Le Chapitre 4 a été consacré aux cheminements d'écoulement du gaz dans le béton armé. On en retient que dans le cas du béton, les chemins d'écoulement du fluide sont la porosité accessible (pâte de ciment, interfaces granulats-pâte de ciment), les fissurations hydriques, thermiques et mécaniques et les interfaces acier-béton (Sogbossi *et al.*, 2017).

Dans le Chapitre 1, nous avons précisé la zone de l'enceinte que nous considérons pour le calcul des fuites. Nous ne considérerons pas les fissurations mécaniques et les interfaces acier-béton dans les lois de calcul de la perméabilité. En fait, la zone de béton considéré ici est celle dite 'zone de fuite diffuse' : dans cette zone, le béton est considéré comme étant en compression résiduelle tout au long de sa vie car la précontrainte assure une compression biaxiale minimale du béton de 1 MPa en épreuve. Ainsi, le béton est considéré sain d'un point de vue mécanique, c'est-à-dire non endommagé mécaniquement (Verdier, 2001). Par ailleurs, les expérimentations effectuées au laboratoire (Chapitre 3) montrent une diminution de la perméabilité sous charge mécanique de l'ordre de 2 % dans les limites des sollicitations cadres du projet ENDE. En considérant que les zones au pourtour des fissures identifiées à l'extrados ne font pas partie de la zone de fuite diffuse, il n'y a alors pas de raison de considérer l'endommagement mécanique dans l'évolution de la perméabilité de la zone de fuite diffuse.

Ainsi, dans la méthodologie de calcul de taux de fuite, dans le cas d'endommagement thermo-hydro-mécanique (état 3), nous considérons que l'endommagement thermo-hydrique est prépondérant et utilisons le modèle $k-D_{TH}$. Pour les états 0 et 1 (état hydrique et de contrainte mécanique), nous calculons les perméabilités et fuites associées à partir du modèle perméabilité – endommagement hydrique ($k-D_H$). Pour l'état 2 (sollicitation thermique) nous utilisons le modèle perméabilité - endommagement thermo-hydrique ($k-D_{TH}$).

5.3.1.3. Représentativité des calculs – Cas de l'enceinte VeRCoRs

Nous avons défini précédemment la zone d'étude considérée. Il est alors important de préciser l'ensemble des paramètres qui peuvent conduire à des différences notables. Nous présentons donc les hypothèses de calcul et les contextes dans lesquels ces hypothèses sont admissibles.

De l'état des ouvertures des fissures. Des fissures sont apparues dans le béton et sont dues au comportement au jeune âge du béton dans les zones identifiées : au niveau du gousset (liant le bas du fût au radier - Figure 1.1) par exemple, douze fissures supposées traversantes sont localisées dans les premiers mois après la mise en place du béton (Asali, 2016). Malgré leur fermeture par la précontrainte, ces fissures sont susceptibles de se rouvrir lors de la mise en pression de l'enceinte interne (Asali, 2016). Ces réouvertures des fissures ont été observées lors de la mise en pression de l'enceinte en mars 2017.

Les calculs que nous proposons dans cette étude ne prennent pas en compte les fuites qui transitent par ces fissures traversantes localisées. La détermination de ces fuites en zone de fissure localisée est assez maîtrisée (Asali, 2016).

Du degré de saturation. Le degré de saturation n'est pas constant dans l'épaisseur de l'enceinte. Il faut en effet un certain temps pour que le profil de saturation soit uniforme dans le béton (Asali, 2016). Dans le cadre du projet ENDE, le degré de saturation principalement retenu est 60 %. Cette valeur de S_r est corroborée par les mesures de résistivité électrique et de perméabilité Torrent par exemple effectuées sur l'enceinte VeRCoRs (Verdier *et al.*, 2017). Lors de l'application à la maquette VeRCoRs, l'état $S_r = 60\%$ sera donc considéré dans la comparaison avec les fuites de la littérature.

Des différences de propriétés physico-chimiques. Dans nos calculs, nous ne considérons pas les différences de propriétés physico-chimiques pouvant se rencontrer entre la peau et le cœur, ni les différences de sollicitations mécaniques entre les zones, pouvant conduire à de la fissuration (Verdier, 2001).

Des autres hétérogénéités et de l'anisotropie de la perméabilité. Dans nos calculs, le matériau est supposé homogène et la perméabilité est supposée isotrope. Dans la réalité il n'en est pas ainsi et la perméabilité sur site est une propriété anisotrope du fait de son endommagement anisotrope (séchage poussé, orientation des fissures...) (Asali, 2016; Burlion, Skoczylas, *et al.*, 2003; Chambart, 2009; Picandet, 2001; Verdier, 2001). L'hypothèse d'homogénéité est cependant celle faite dans cette étude puisque force a été de constater sur site que les zones de défauts restent très minoritaires par rapport à la surface totale de l'enceinte. Par ailleurs les simulations d'essais effectuées sur l'enceinte VeRCoRs ont montré qu'en absence de fissure, les débits de fuite à travers la matrice saine (prise en compte uniquement de la porosité du béton) représentent 84 à 98 % du débit de fuite totale de l'enceinte. Ce résultat confirme celui du Chapitre 3 à propos de la contrainte mécanique : les défauts mécaniques locaux n'impact que très peu le débit global tant qu'ils ne sont pas traversants (Asali, 2016). A l'inverse la prise en compte de la fissuration conduit à une baisse de la contribution de la zone saine (14 %) (Asali, 2016). Cependant, les auteurs de ces calculs disponibles dans la littérature précisent que cette contribution est largement sous-estimée parce que la contribution des zones de fissures est surestimée (Asali, 2016).

Quoi qu'il en soit, les calculs de flux effectués ici ne sont valables que pour l'analyse de la zone courante considérée comme « saine », c'est à dire dans laquelle les écoulements ne sont liés qu'aux caractéristiques du matériau béton : prise en compte de la saturation (séchage), prise en compte d'une fissuration thermique diffuse et d'un endommagement mécanique tel que le béton ne présente pas de macro-fissures.

La démarche globale est de modéliser toute l'enceinte par cette zone « saine ». Les calculs de flux gazeux et du TERPE effectués ici favorisent donc la sécurité, comme cela est souvent le cas dans les études relatives aux sites nucléaires.

La « certitude » principale que nous pouvons avoir avec cette démarche globale est relative la prédiction du TERPE pour cette zone homogène. En effet, comme nous l'avons vu au

Chapitre 4, dans un matériau mixte constitué de béton « sain » et de zones de faibles résistances au flux, c'est la partie saine qui pilote principalement la cinétique des débits et le TERPE. Ainsi, on pourra raisonnablement faire confiance aux résultats de prédiction du TERPE pour une zone homogène de 40 cm d'épaisseur dans le cas de l'enceinte VeRCoRs et de 90 cm d'épaisseur dans le cas d'une enceinte vraie.

L'autre certitude relève de la nature du régime d'écoulement. Le Chapitre 2 a traité de l'impact du régime de débit sur la perméabilité à l'air. Il est important de souligner que la fuite calculée ici est la fuite obtenue en régime permanent (RP). Lorsqu'on est en régime non-permanent comme ce serait le cas lors d'un accident d'enceinte par exemple, deux débits sont en effet à distinguer : F_1 (ou Q_{v1}) à l'entrée du béton (quittant l'enceinte interne), et F_2 (Q_{v2}) à la sortie (extérieure de l'enceinte) tels que :

$$F_2 < F_1 \text{ (ou } Q_{v2} < Q_{v1} \text{)}$$

En RP, le débit massique se conserve, la quantité de fuite qui quitte l'enceinte F_1 est égale à la quantité de fuite qui traverse toute l'épaisseur du béton pour en sortir F_2 .

Pour proposer le suivi des fuites en régime non permanent et déterminer le TERPE, il faut en plus de la perméabilité à l'air connaître la porosité accessible comme développé dans le Chapitre 2. L'équation de transport donnera alors la cinétique du débit. C'est pour cela que la méthodologie fera intervenir le calcul de la porosité accessible au gaz.

Nous présentons maintenant les trois principales étapes de calculs.

5.3.1.4. Etapes principales pour le calcul des fuites

Trois étapes principales caractérisent les méthodes de calcul des taux de fuite que nous proposons :

- Calculs des perméabilités apparentes en régime permanent pour une pression d'entrée égale à 2 bars ou 5,2 bars : $k_a(2 \text{ bars})$ et $k_a(5,2 \text{ bars})$. Les pressions 2 bars et 5,2 bars sont les deux pressions auxquelles les fuites sont évaluées lors des épreuves enceintes.
- A partir des perméabilités apparentes calculées, et connaissant la géométrie des éprouvettes et de l'enceinte, les débits volumiques correspondants $Q_v(2 \text{ bars})$ et $Q_v(5,2 \text{ bars})$ peuvent être estimés. Ces taux de fuites seront exprimés en litre/heure (l/h).
- Calcul des porosités accessibles et déduction des TERPE à partir des porosités et des perméabilités apparentes. Le TERPE est exprimé en heure (h).

5.3.2. Approches de calcul des fuites

5.3.2.1. Approche non destructive directe de calcul des taux de fuite

Nous présentons les quatre étapes de calcul direct des taux de fuite. L'ensemble des équations de calcul utilisées dans cette approche sont données au Chapitre 2.

- **Etape 0.** Les données d'entrées sont les perméabilités k_T mesurées sur les dalles ou sur l'enceinte VeRCoRs au TPT.
- **Etape 1 :** Calcul de k_{aT0} à partir de l'équation (Eq. 2.56). La perméabilité k_{aT0} est la perméabilité correspondant à la perméabilité en régime permanent pour une pression de vide égale à 50 mbars c'est-à-dire $k_{ad}(50 \text{ mbars})$.
- **Etape 2.** Calcul des perméabilités apparentes $k_a(2 \text{ bars})$ et $k_a(6 \text{ bars})$ à partir de la relation (Eq. 2.60) pour $P = 2 \text{ bars}$ et $P = 6 \text{ bars}$ respectivement.

- **Etape 3.** Calcul des débits volumiques correspondants à $k_a(2 \text{ bars})$ et $k_a(6 \text{ bars})$ par la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9) avec l'hypothèse d'un régime permanent.
- **Etape 4.** Pour le calcul du TERPE :
 - Calcul de la porosité accessible au gaz à partir de k_T et de k_{aT0} .
 - Calcul du TERPE à partir de la porosité accessible et de la perméabilité apparente.

5.3.2.2. Approche non destructive indirecte de calcul des taux de fuite

La méthode présentée ici est dite indirecte parce qu'elle utilise les corrélations entre endommagement et perméabilité apparente pour les taux de fuite. Elle comprend quatre étapes présentées comme suit :

- **Etape 0. Données d'entrée**
 - Etat d'endommagement du matériau à considérer : état d'endommagement hydrique, thermique, mécanique ou couplé.
 - Modules dynamiques des dalles à l'état sain c'est-à-dire le module à $S_r = 100\%$.
 - Modules dynamiques des dalles après l'endommagement considéré (séchage, sollicitation hydro-thermique, endommagement dû au séchage suivi d'un choc thermique puis d'une sollicitation mécanique)
 - Perméabilités de référence. La perméabilité de référence n'est pas la perméabilité à l'état sain. C'est plutôt la perméabilité à $S_r = 3\%$ dans tous les cas. Cette perméabilité est mesurée sur les éprouvettes de la Thèse ENDE-LMDC et est unique.
- **Etape 1.** Calcul de la valeur d'endommagement associé à l'état considéré.
- **Etape 2.** Calcul des perméabilités apparentes $k_a(2 \text{ bars})$ à partir des relations (Eq. 3.21) dans le cas de l'endommagement hydrique seul et (Eq. 3.23) dans le cas de l'endommagement thermo-hydrique. Puis calcul de $k_a(6 \text{ bars})$ à partir de la relation (Eq. 2.60).
- **Etape 3.** Calcul des débits volumiques correspondants à $k_a(2 \text{ bars})$ et $k_a(6 \text{ bars})$ par la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9) avec l'hypothèse d'un régime permanent.

5.3.2.3. Approche non destructive indirecte électromagnétique

La méthode présentée est une seconde méthode indirecte de calcul. Elle permet de calculer la perméabilité apparente à partir de valeur de permittivité et de la résistivité électriques. Une fois la perméabilité apparente calculée, on peut calculer les fuites correspondantes comme suit :

- **Etape 0.** Données d'entrées : permittivité ou résistivité électrique
- **Etape 1.** Calcul des perméabilités apparentes $k_a(2 \text{ bars})$ à partir de la relation (Eq. 5.16) en cas d'utilisation de la permittivité et à partir de la relation (Eq. 5.18) en cas d'utilisation de la résistivité électrique.
 - Les perméabilités $k_a(6 \text{ bars})$ sont ensuite calculées à partir de la relation (Eq. 2.60).
- **Etape 2.** Calcul des débits volumiques correspondants à $k_a(2 \text{ bars})$ et $k_a(6 \text{ bars})$ par la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9).
- **Etape 3.** Pour le calcul du TERPE :
 - Calcul de la porosité accessible au gaz à partir des équations (Eq. 5.15) ou (Eq. 5.17)
 - Calcul du TERPE à partir de la porosité accessible et de la perméabilité apparente avec la relation (Eq. 2.52).

5.3.3. Application aux dalles du projet ENDE

Nous présentons maintenant l'application de ces trois méthodes aux différents états du béton étudiés dans le cadre du projet ENDE et dans le cadre de la Thèse ENDE- LMDC. Les résultats détaillés sont présentés en Annexe N°9 pour l'état 0. Dans les méthodes, des calculs de perméabilité, de débit et de porosité sont effectués. Nous présentons en détail la démarche de validation de ces calculs pour la méthode directe appliquée au cas de l'endommagement hydrique et dans un second temps nous présentons la synthèse pour les autres méthodes.

5.3.3.1. Application : état d'endommagement hydrique (état 0)

Méthode directe :

A l'étape 1, on calcule k_{aTO} qui correspond à la perméabilité en régime permanent en dépression à 50 mbars. On en déduit ensuite les perméabilités apparentes à 2 bars et à 5,2 bars. Nous vérifions que les perméabilités à 2 bars ainsi estimées sur les dalles sont cohérentes avec celles mesurées expérimentalement sur les éprouvettes (diamètre 15 cm x épaisseur 5 cm) dans les mêmes conditions hydriques. Cette comparaison est également illustrée sur les débits de fuite déduits de ces perméabilités apparente avec l'équation de Hagen-Poiseuille. Les résultats sont présentés sur la Figure 5.15-a et -b.

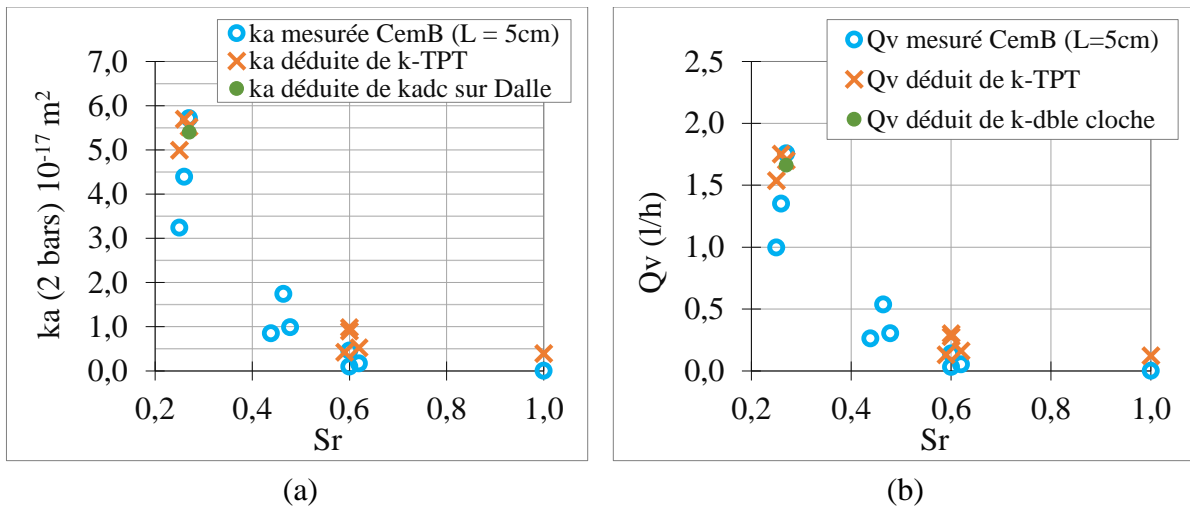


Figure 5.15. Evolution de la perméabilité en fonction du degré de saturation Sr

On peut faire les observations suivantes :

- Les valeurs estimées sur les dalles à partir des mesures avec l'appareil Torrent TPT et les valeurs mesurées sur les éprouvettes (diamètre 15 cm x épaisseur 5 cm) avec le perméamètre Cembureau correspondent. Cependant, les écarts relatifs sont importants notamment pour de forts taux de saturation. Ces écarts relatifs s'expliquent entre autres par le fait qu'aux forts taux de saturation, la vapeur d'eau contribue à augmenter artificiellement la vitesse de remontée de pression de l'appareil TPT et donc la perméabilité évaluée même si elle est calculée avec la nouvelle approche développée dans cette étude. Le cas flagrant est quand le matériau est saturé ($Sr = 100\%$), aucun débit n'est mesuré au Cembureau mais le TPT mesure une perméabilité non nulle.
- Pour les faibles degrés de saturation, les faibles degrés de saturation, il est logique que cet artefact associé à la vapeur d'eau soit absent et les perméabilités estimées à partir de

l'appareil TPT sont très proches des valeurs moyennes obtenues avec le perméamètre Cembureau.

Ces analyses sont les mêmes si on part de la Figure 5.15-b qui présente les débits volumiques. Dans la suite du document, nous ne comparerons que les valeurs de débits estimées et mesurées puisque la corrélation avec les perméabilités apparentes est évidente.

La dernière étape de calcul est la détermination du TERPE. Le TERPE est étroitement fonction de la taille de l'éprouvette au-delà de sa perméabilité et la comparaison des TERPE estimé sur dalles et évalués sur les éprouvettes (diamètre 15 cm x épaisseur 5 cm) n'a pas d'intérêt.

Dans l'équation de calcul du TERPE à partir de la relation (Eq. 2.52) ou pour la simulation sous Castem, la porosité accessible au gaz est un paramètre d'entrée. Il est donc important de la calculer. La Figure 5.16 présente les porosités accessibles calculées à partir des mesures au TPT et les porosités accessibles théoriques $(1-S_r)\phi_e$.

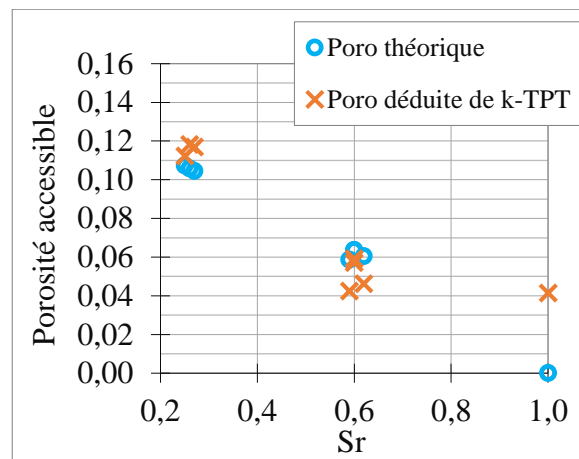


Figure 5.16. Calcul de la porosité accessible au gaz (état d'endommagement hydrique)

On peut remarquer que la porosité accessible estimée à partir de la relation (Eq. 2.35) est comparable à la porosité théorique. Les écarts peuvent s'expliquer par les mêmes raisons relatives aux limites de l'appareil TPT, notamment aux fortes saturations, c'est-à-dire aux faibles porosités accessibles. Cependant, toute la porosité accessible au gaz théorique $(1-S_r)\phi_e$ n'est pas toujours égale à la porosité percolante réelle. En effet, le calcul $(1-S_r)\phi_e$ ne rend pas compte de la tortuosité, ni de la connectivité des pores or ces paramètres influent sur la porosité qui participe réellement au transfert (les différences paraissent toutefois minimales pour ce béton).

Dans la suite du document, nous reprenons la même démarche que ce qui est fait pour la méthode directe mais nous ne présenterons pas les résultats pour chaque méthode mais pour l'ensemble afin de comparer les méthodes entre elles. Pour simplifier et synthétiser, nous présentons les résultats des différentes méthodes en termes de débits et de porosités sur les mêmes graphiques. Cela permet d'avancer rapidement vers la méthodologie à retenir.

Comparaison des résultats issus des différentes méthodes – Etat hydrique (état 0)

La Figure 5.17 présente le calcul des débits apparents à 2 bars et le calcul des porosités déterminés à partir de chacune des trois méthodes précisées en Section 5.3.2 pour un béton dans l'état 0. En plus des résultats de ces trois méthodes (directe par TPT, indirecte par endommagement hydrique D_{Hd} et indirecte par permittivité et résistivité), les mesures de débits au Cembureau sur éprouvettes (diamètre 15 cm x épaisseur 5 cm) et la mesure directe de débit par double cloche sur les dalles ont été ajoutées à la Figure 5.17-a. (seule une mesure de débit globale par double cloche est disponible pour l'état hydrique $S_r = 25\%$).

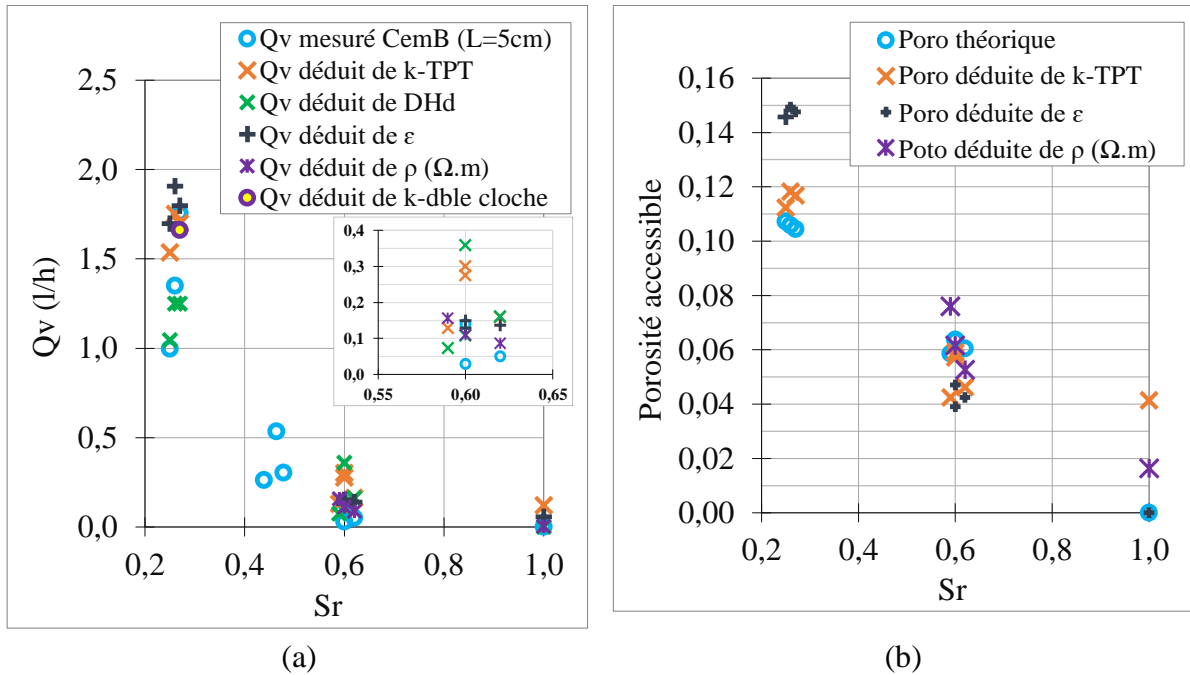


Figure 5.17. Comparaison des différentes méthodes de calcul des débits (état hydrique – état 0)

En considérant les valeurs de débits mesurées avec le perméamètre Cembureau (CemB.) comme référence (Figure 5.17), nous pouvons remarquer que :

- La résistivité électrique donne une meilleure approximation (et moins dispersée) de la perméabilité par rapport aux autres indicateurs (permittivité, endommagement (module de Young E) dynamique). En effet, l'évolution de résistivité entre 100 et 60% est marquée, elle traduit correctement l'évolution de saturation et donc la perméabilité associée
- En dessous de $S_r = 60\%$, la mesure de la résistivité devient compliquée, notamment à $S_r = 25\%$ où les mesures de la résistivité électrique ne sont pas possibles (pas de continuité hydrique suffisante). Pour cet état hydrique de $S_r = 25\%$, les estimations faites à partir du TPT et de l'endommagement dynamique sont excellentes : elles sont moins dispersées que les valeurs de référence mesurées au Cembureau et elles sont comprises entre ces valeurs de référence. De même, la mesure globale de débit sur les dalles avec la double cloche pour l'état $S_r = 25\%$ confirme ces estimations.
- Les valeurs de perméabilité estimées à partir de la permittivité sont dans la fourchette haute des estimations pour les faibles saturations. Ce constat est en accord avec la discussion précédente sur la permittivité.

La même analyse peut être faite à partir des résultats de porosité accessible. On remarque notamment que la porosité accessible au gaz estimée à partir de la permittivité peut être élevée par rapport aux autres valeurs pour de très faibles saturations, ce résultat peut expliquer la surestimation du débit à de faibles saturation avec la permittivité.

Pourtant il avait une excellente corrélation entre cet indicateur et la porosité accessible présentée en Section 5.2.5.2. Le fait est que pour de fortes porosités accessibles (faibles saturations), la permittivité semble atteindre une valeur limite et ne peut plus rendre correctement compte de la porosité accessible, de la perméabilité et du débit à partir du modèle établi dans cette étude (Section 5.2.5.2). Cependant, ces états hydriques sont rarement atteints sur site ; la permittivité reste donc un indicateur de préférence pour le calcul des débits de fuite.

5.3.3.2. Application : état d’endommagement hydro-mécanique (état 1)

La Figure 5.18 présente le calcul des débits de fuite apparents à 2 bars déterminés à partir de chacune des trois méthodes précisées en Section 5.3.2. Rappelons que les dalles ont été portées à 60% de Sr (d’où l’endommagement hydrique considéré ici) et ont subi un chargement mécanique (inférieur à 16 % la charge de rupture, d’où la non prise en compte de l’endommagement mécanique dans le modèle perméabilité – endommagement utilisé ici). Les données d’entrées sont des indicateurs évalués sur les dalles ; il s’agit de la perméabilité kT mesurée avec le TPT (pour la méthode directe), du module dynamique, de la permittivité et de la résistivité électrique (pour les méthodes indirectes). Au moins trois relevés de valeurs pour chaque indicateur ont été effectués, nous ne disposons pas des écart-types de ces valeurs moyennes.

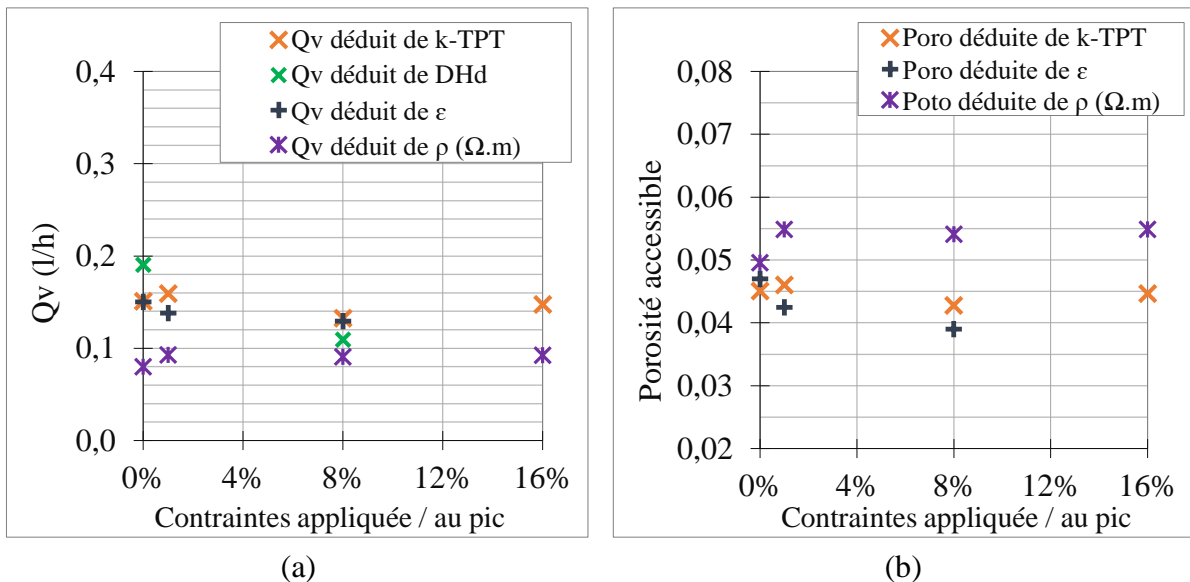


Figure 5.18. Comparaison des différentes méthodes de calcul de la perméabilité apparente : état d’endommagement hydro – mécanique (état 1)

Pour les calculs à partir de l’endommagement dynamique, seul le modèle perméabilité – endommagement hydrique utilisé pour l’état 0 est considéré sans prise en compte de l’endommagement mécanique ou de la consolidation. Il est important de considérer l’endommagement hydrique (qui est donc prédominant par rapport à l’endommagement mécanique) parce que les dalles ont subi un séchage en étuve pour être portées à Sr = 60%. Nous pouvons alors faire les observations suivantes :

- En ne considérant que l'endommagement hydrique, les débits de fuite obtenus à partir des modules dynamiques (variable d'endommagement hydrique dynamique D_{Hd}) correspondent aux valeurs obtenues à partir du TPT, de la permittivité, et dans une moindre mesure de la résistivité électrique. Ce résultat constitue une validation de l'approche globale de calcul des fuites relativement à la prise en compte ou non de la contrainte mécanique quand le béton est en compression résiduelle.
- Les débits de fuite déduits des mesures de perméabilité avec le perméamètre Torrent TPT (perméabilités corrigées en pression) semblent indiquer une légère baisse (2 à 6 %) des débits de fuite entre un chargement nul et un niveau de chargement égal à 8 ou 16% de la contrainte au pic. Ce résultat est cohérent avec ceux obtenus sur les éprouvettes prismatiques dans le Chapitre 3.
- Les débits de fuites obtenus à partir de la résistivité électrique sont systématiquement inférieurs aux autres valeurs et la porosité accessible déduite de la résistivité est donc systématiquement supérieure à celle donnée par les autres calculs. Cette cohérence entre les estimations (débits et porosités) faites à partir de la résistivité est particulièrement intéressante puisque ces valeurs de débits et de porosités sont dans la limite des dispersions généralement observées au laboratoire : par exemple la perméabilité peut varier du simple ou double d'une gâchée à une autre (Verdier, 2001).

5.3.3.3. Application : état d'endommagement thermo-hydrique (état 2)

La Figure 5.19 présente le calcul des débits de fuite apparents à 2 bars et des porosités accessibles déterminés à partir de chacune des trois méthodes précisées en Section 5.3.2. On rappelle que les dalles sont séparément sollicitées à 80°C, ou 150°C ou encore 200°C. Après retour à température ambiante, les mesures de perméabilité k_T avec le Torrent, les mesures de modules dynamiques, de permittivité et de résistivité électrique sont effectuées. Ce sont ces indicateurs évalués sur les dalles qui sont les données d'entrée des calculs que nous présentons ci-dessous.

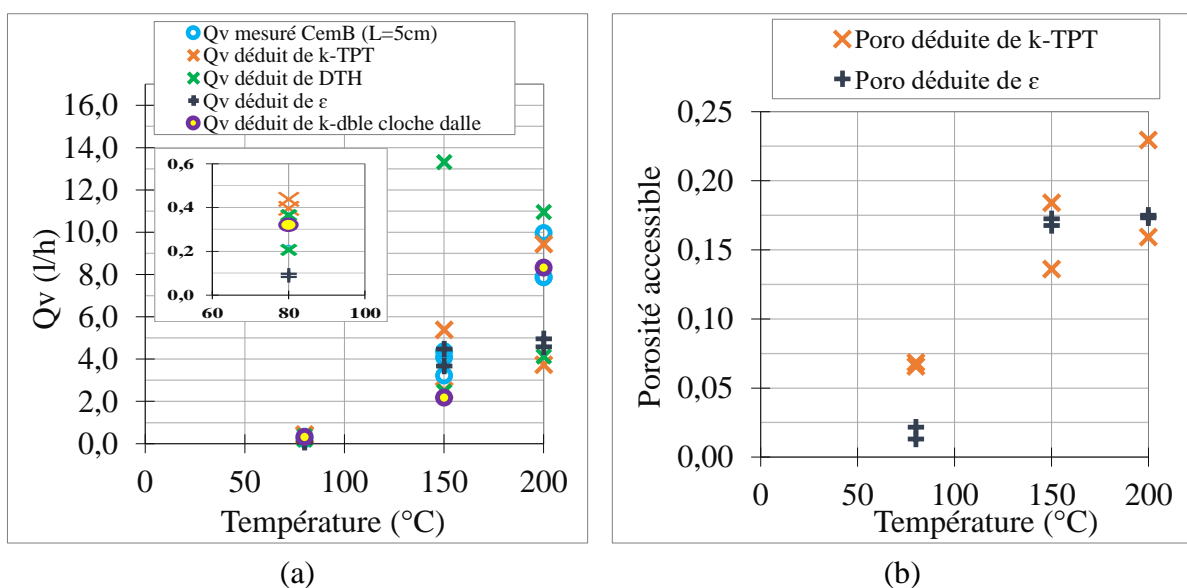


Figure 5.19. Comparaison des différentes méthodes de calcul de la perméabilité apparente : état d'endommagement thermo – hydrique (état 2)

A titre de comparaison, nous avons également présenté sur la Figure 5.19 les mesures de débit globales effectuées avec la double cloche sur les mêmes dalles et les mesures effectuées sur d'autres éprouvettes (diamètre 15 cm, épaisseur 5 cm) avec le perméamètre Cembureau.

Nous pouvons faire les observations suivantes :

- La permittivité donne dans l'ensemble des estimations fiables des débits de fuite pour les températures de l'étude.
- Comparativement aux mesures globales de perméabilité effectuées sur les dalles, l'endommagement dynamique et la mesure avec le perméamètre TPT permettent d'aboutir à des résultats très corrects pour les températures de 80 et 150°C et restent cohérents à 200°C.

Les écarts observés dans les calculs à partir de la permittivité et à partir de mesure au TPT sont expliqués à la section précédente (Section 5.3.3.1). On précise cependant que les mesures au TPT à l'issue des chocs thermiques sont très dispersées selon l'endroit de la mesure sur les dalles à tel point qu'elles occupent toute la plage de perméabilité, notamment à 200°C

Pour ce qui est de l'endommagement dynamique, on remarque les points en vert à 150 et 200°C qui sont situés largement au-delà des autres points : ces points ont été exclus de l'analyse de l'endommagement dynamique thermique comme mentionné sur la Figure 5.8-a.

5.3.3.4. Application : état d'endommagement thermo-hydrigue-mécanique (état 3)

Dans cet état, les dalles sont d'abord sollicitées thermiquement (80, 150 ou 200°C) puis ensuite mécaniquement (8 à 16 % la charge de rupture). Dans les conditions d'essais des campagnes ENDE, les taux de chargement utilisés permettent de considérer que la sollicitation thermo hydrigue est prépondérante par rapport à la mécanique, nous considérons donc ici le modèle perméabilité - endommagement thermo-hydrigue pour les calculs à partir de l'endommagement dynamique.

Cependant, du fait des conditions expérimentales (essais de compression sur dalles) et en particulier de problèmes de centrage de certaines dalles sur les plateaux de pression, l'état de contrainte dans le matériau a été difficilement maîtrisé. Il en a résulté des hétérogénéités de comportement dans la dalle et une forte dispersion des résultats au sein d'une même dalle et des dalles entre elles. Ainsi, l'analyse de ces différences demande au préalable une concertation poussée entre les différents partenaires du projet. Nous ne pouvons donc pas présenter les résultats disponibles à ce jour.

5.4. Méthodologie et application sur l'enceinte VeRCoRs

L'objectif de cette section est de calculer les flux gazeux traversant les zones saines des murs d'enceinte interne de centrale en condition d'usage normal et d'épreuve et d'en déduire les TERPE correspondants. Nous limiterons la simulation à une épaisseur de 40 cm ce qui correspond à l'épaisseur de la zone courante du palier P4 de l'enceinte VeRCoRs.

Pour y arriver, nous présentons d'abord la méthodologie retenue à l'issue des calculs effectués sur les dalles du projet ENDE puis nous discutons de la représentativité des calculs.

5.4.1. Méthodologie de calcul des fuites

A l'issue de la présentation des résultats obtenus à partir des différentes méthodes de calcul précédentes, nous pouvons retenir les informations suivantes relatives aux calculs des flux gazeux et à la transposition des résultats de laboratoire au site.

Du calcul des flux gazeux au laboratoire et sur site

- *Pour des forts taux de saturation.* La résistivité électrique apparaît comme un indicateur capable de donner de bonnes estimations de la perméabilité et de la porosité accessible. Pour ces états de saturation élevée, au voisinage de 60% comme c'est le cas sur site nous proposons d'utiliser les relations associées pour déterminer la perméabilité et la porosité à partir de la résistivité électrique.
- *Pour de faibles taux de saturation, et pour le béton endommagé thermiquement et mécaniquement* (sans fissuration). La mesure de résistivité électrique n'est pas possible. Nous utiliserons donc les résultats de perméabilité obtenus à partir de l'endommagement dynamique (suivi du module de Young dynamique). La permittivité peut être utilisée lorsque le matériau n'est pas totalement désaturé comme il en est rarement le cas sur site.

De la transposition des données du laboratoire à la prédiction des fuites sur site

- *Rappel de la démarche :* Nous avons effectué des mesures expérimentales sur des éprouvettes cylindriques de petite taille de dimensions 15 x 5 cm² et sur des dalles de forme parallélépipédique de dimensions moyennes 50 x 25 x 12 cm².
- *Résultat :* Nous avons vu que les flux gazeux simulés à partir des données expérimentales des dalles permettaient de simuler les flux gazeux obtenus sur les éprouvettes cylindriques (et réciproquement). Il est alors possible de considérer les dalles du projet ENDE pour simuler les flux gazeux sur l'enceinte VeRCoRs et sur enceinte vraie.

Nous pouvons alors conclure sur la méthodologie de calcul et sur la transposition des données de laboratoire au site comme suit :

Conclusion sur la méthodologie de calcul des flux gazeux (à partir des mesures effectuées sur site pour un calcul sur site)

- *Si le degré de saturation en eau est au voisinage ou au-delà de 60% :*
 - Etape 1.** Calcul de $k_a(2\text{bars})$ à partir de la résistivité électrique (Eq. 5.18), et déduction de $k_a(5,2\text{ bars})$ à partir de l'équations (Eq. 2.60).
 - Etape 2.** Calcul des débits de fuites correspondants à partir de la relation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.9).
 - Etape 3.** Calcul de la porosité accessible à partir de la résistivité électrique (Eq. 5.15) et déduction du TERPE avec la relation (Eq. 2.52).
 - Etape 4.** Vérification avec la simulation sous Castem : les données d'entrée sont la porosité et les dimensions, les données de sortie sont le débit en RP et le TERPE.
- *Si degré de saturation en eau inférieur à 60% et pour toute autre sollicitation :*
 - Etape 1.** Calcul de $k_a(2\text{ bars})$ à partir de la permittivité (Eq. 5.16) et à partir de l'endommagement dynamique estimé (hydrique ou thermique ou mécanique)
 - Etape 2.** Calcul de la porosité accessible à partir de la permittivité (Eq. 5.15)
 - Etape 3.** Calcul du TERPE à partir de la relation (Eq. 2.52).
 - Etape 4.** Même que précédemment.

Conclusion sur la transposition des données de laboratoire aux calculs de flux sur site

- **Etape 0.** Données d'entrées. Perméabilité et porosité accessible et géométrie de l'enceinte (surface totale développée de l'enceinte interne et épaisseur de la zone courante)
- **Etape 1.** Identifier l'état du matériau
Exemple : si l'état $S_r = 60\%$ est uniquement considéré, utiliser les données de perméabilités et de porosité accessible obtenues sur les dalles à $S_r = 60\%$.
- **Etape 2.** A partir de ces données de perméabilité, utiliser l'équation de Hagen-Poiseuille avec les dimensions de l'enceinte pour le calcul des flux gazeux des enceintes.
- **Etape 3.** A partir de cette perméabilité et de la porosité estimée sur les dalles, calculer le TERPE. Puis vérifier le calcul avec la simulation sous Castem.

5.4.2. Application à la maquette VeRCoRs

Avant de présenter les résultats nous apportons quelques précisions relatives à la situation sur site. Dans le Chapitre 1, nous avons introduit la notion d'épreuve enceinte réalisée chaque 10 ans pour vérifier l'étanchéité des enceintes de confinement. En réalité il existe trois types d'essais qui sont réalisés sur les enceintes :

- Un essai pré-opérationnel après précontrainte de l'enceinte interne (noté VC0)
- Un essai au premier chargement de combustible après environ trois ans (noté VC1)
- Un essai tous les dix ans ; il s'agit des visites décennales (VDi pour la ième visite).

Les trois épreuves correspondent à l'état du béton précontraint : état 1, tel qu'étudié dans cette étude.

La maquette VeRCoRs étant conçue pour simuler un vieillissement accéléré du béton (Asali, 2016), à ce jour les essais correspondants à VC0, VC1 et VD1 ont déjà été effectués sur la maquette VeRCoRs. Les calculs de fuite que nous présentons sont relatifs à l'épreuve VD1.

On rappelle que le béton est dans un état de saturation voisin de 60%, avec application de la précontrainte. En cas d'utilisation de l'endommagement dynamique, nous utiliserons donc le modèle perméabilité – endommagement hydromécanique. Pour les calculs à partir des mesures au Torrent, de la résistivité et de la permittivité, on rappelle que les modèles établis sont présentés comme indépendants de l'état du béton.

Note. D'après les résultats de simulation d'épreuve de la maquette VeRCoRs (Asali, 2016), dans la configuration du béton sur site (fermeture des fissures par la précontrainte), la contribution du béton non fissuré est située entre 84 et 94 % de la fuite globale. Ainsi, en considérant que la maquette est constituée entièrement de béton non fissuré, nos calculs devraient se rapprocher de ceux obtenus sur site.

5.4.2.1. Calculs des débits de fuite et du TERPE à partir des mesures CND effectuées sur l'enceinte VeRCoRs

Sur site, l'enceinte est constituée des zones diffuses dont nous proposons l'estimation de la contribution à la fuite globale. Les résultats auxquels nous nous intéressons principalement sont le débit de fuite estimé en RP et le TERPE qui quelles que soit les hypothèses faites reste le même pour la zone considérée.

Pour les mesures CND sur site, une zone nommée zone T2 considérée comme zone de fuite diffuse et située à l'extérieur sur la jupe de l'enceinte interne a été définie dans le cadre du

projet ENDE. A l'issu de premiers essais, deux points A1 et C3 ont été retenus pour les essais lors de l'épreuve enceinte : ces deux points correspondent aux valeurs extrêmes des relevées de la zone T2 dans sa totalité (Garnier, 2017).

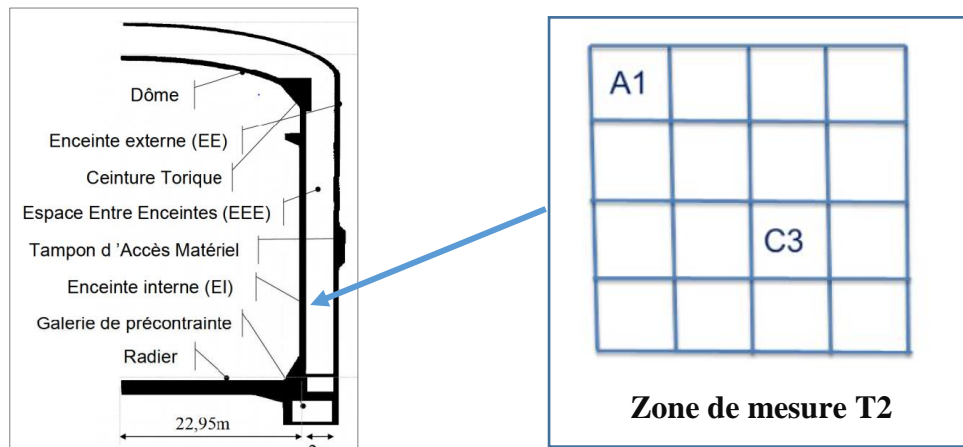


Figure 5.20. Zones A1 et C3 des mesures de la zone globale T2 – projet ENDE

Pour apprécier lequel des deux points représente le mieux l'enceinte, nous avons effectué des mesures sur chaque levée de l'enceinte (13 mesures pour 13 levées et une levée correspond une hauteur de mise en place du béton lors de l'exécution). Les perméabilités au Torrent TPT sur 12 de ces 13 points correspondent à celles évaluées sur le point A1 ($k_T = 1,6 \text{ à } 4,5 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$), mais elles sont en moyenne 10 fois inférieures aux perméabilités évaluées sur le point C3 ($k_T = 22,6 \text{ à } 26,7 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$). Ce résultat confirme que le point extrême C3 n'est pas représentatif du béton sur site. Les perméabilités du point C3 indiquent en fait que le béton sur site a un degré de saturation au voisinage de 20 %. Ce qui n'est pas le cas.

Nous considérons quand même les mesures du point C3 en plus de celles du point A1 et nous proposons deux calculs qui reste fondamentalement théoriques :

- On suppose que la maquette VeRCoRs est faite uniquement de la zone A1 et on calcule les fuites associées,
- On suppose que la maquette VeRCoRs est faite uniquement de la zone C3 et on calcule les fuites associées.

Le Tableau 5.4 présente les résultats. La [partie supérieure](#) du Tableau 5.4 donne les résultats de débits de fuite évalués avec le TPT, la résistivité et la permittivité. Les débits de fuites qui ont été mesurées sur la maquette sont données [sur les dernières lignes](#) du Tableau 5.4.

Les débits et les TERPE sont calculés à partir des mesures de permittivité, de résistivité et des mesures avec le TPT réalisées sur les zones A1 et C3 de la maquette VeRCoRs en mars 2017.

Trois mesures sont effectuées :

- Avant la mise en pression (par gonflage) de l'enceinte interne
- Durant le palier de pression $P = 5,2 \text{ bars}$
- Après le dégonflage de l'enceinte (retour à la pression ambiante)

Pour les calculs, les autres données d'entrées relatives à la géométrie de l'enceinte VeRCoRs sont sa surface développée (1032 m^2) et l'épaisseur du béton en zone courante ($0,4 \text{ m}$).

Analyse des résultats du Tableau 5.4.

L'analyse des débits présentés dans le Tableau 5.4 doit être faite simultanément avec l'analyse des TERPE. Ainsi, on peut faire les observations suivantes :

Tableau 5.4. Débits de fuites et TERPE calculés à partir des mesures effectuées sur **VeRCoRs**

Méthodes de calcul / Ou mesure sur enceinte	Débits de fuite Q _v (l/h)			TERPE (heures)			
	Avant mise en pression	Pdt Palier 5,2 bars	Après mise en pression	Avant mise en pression	Pdt Palier 5,2 bars	Après mise en pression	
<i>A partir des mesures effectuées sur la maille A1</i>							
TPT – zone A1	589	1106	720	34	23	30	
Résistivité – zone A1	1 341	-	774	31	-	35	
Permittivité - zone A1	776	1728	623	56	25	70	
<i>A partir des mesures effectuées sur la maille C3</i>							
TPT - zone C3	2 396	9 758	2 836	15	6	13	
Résistivité – zone C3	-	-	-	-	-	-	
Permittivité - zone C3	4 045	10 847	2 189	13	4	20	
<i>Mesure de fuite globale effectuée sur l'enceinte lors de l'épreuve « enceinte » et Simulation disponible dans la littérature</i>							
<i>Epreuve sur VeRCoRs</i>	<i>VC0</i>	-	7 700	-	-	12	-
	<i>VC1</i>	-	9 500	-	-	12	-
	<i>VD1</i>	-	-	-	-	12	-
<i>Simulation (Asali, 2016)</i>	<i>VC0</i>	-	6 690	-	-	-	-
	<i>VC1</i>	-	9 250	-	-	-	-

En considérant d'abord le point C3, on obtient des débits de fuite comparables à ceux mesurés sur la maquette et ceux simulés par Asali (2016) lorsque le TERPE estimé est inférieur au temps durant lequel la mesure a été effectuée sur site (12h). Ce résultat confirme que le point C3 n'est pas du tout représentatif de toute l'enceinte. On a d'ailleurs mentionné précédemment que la perméabilité du point C3 correspond à celle d'un béton saturé à 20 %. Or sur site le degré de saturation est au voisinage de 60 %. Le rapport entre perméabilité à 20 % et perméabilité à 60 % est de l'ordre de 10 fois. Ce qui entraîne une estimation trompeuse avec le point C3.

Ce résultat est cependant important. En effet il signifie que pour mesurer des fuites de l'ordre de 9 500 l/h comme c'est le cas sur site, il faut que toute l'enceinte soit constituée d'un béton dont le degré de saturation est au voisinage de 20 %. Or, si c'était le cas et que le débit de fuite était réellement au voisinage de 9 500 l/h sur tout le parement intérieur, cela représenterait environ 9 l/h par m² de parement en faisant l'hypothèse que toutes les fuites passent en zones diffuses (Verdier, 2001). Dans ce cas, en aspergeant d'eau savonneuse l'enceinte lorsqu'elle est sous pression, toute la surface extérieure de l'enceinte devrait présenter des bulles d'air (ce sont ces bulles qui sont collectées avec des boîtes pour évaluation des débits à l'extrados). Or ce n'est pas le cas, seulement une infime partie relative de l'enceinte présente des bulles. L'explication en est que l'enceinte est principalement constituée de zones A1 qui ne bulles pas (impossible donc d'en mesurer les débits avec les boîtes puisque les débits à travers ces points A1 sont généralement en dessous de la résolution de la technique des boîtes collectrices des bulles).

Puisque nos mesures de perméabilité sur 13 points de l'enceinte sont unanimes à plus de 90% que l'enceinte est essentiellement constituée des zones A1, nous pouvons maintenant considérer les estimations faites avec le point A1.

En considérant alors le point A1, on remarque (Tableau 5.4) que quand le TERPE estimé est supérieur au temps de l'essai sur site (12 heures), toutes les méthodes de mesure (TPT, permittivité, résistivité électrique) sont unanimes sur des débits de fuite beaucoup plus faibles que ceux évalués sur l'enceinte à partir de la baisse de pression interne de l'enceinte. En considérant le résultat selon lequel l'enceinte est constituée à 90 % des zones de type A1, on peut alors expliquer les surestimations de débits de fuite quand on analyse la baisse de pression dans l'enceinte. Lors de l'essai sur la maquette le régime permanent n'était pas réellement atteint dans toutes ces zones A1 : le débit quittant l'enceinte est alors supérieur à celui retrouvé à l'extrados à partir des mesures in situ.

Comparaison avec les données simulées par Asali (Asali, 2016). Dans son modèle Asali a considéré une perméabilité intrinsèque égale à $5 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ correspondant à une perméabilité apparente à 2 bars de $1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ environ. Ces valeurs de perméabilités correspondent aux valeurs de perméabilité obtenues dans notre travail pour un béton sec (degré de saturation égal à 3 %). Utiliser une perméabilité correspondant au béton sec (alors que le béton sur site a un degré de saturation aux voisinages de 60 % (Asali, 2016)) a peut-être conduit à une majoration des débits de fuite de simulation.

Ce dernier résultat est confirmé quand on procède à la transposition des données de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site. Maintenant, nous allons présenter les résultats lorsque la maquette est modélisée par les dalles du projet ENDE.

5.4.2.2. Transposition des données de laboratoire aux calculs des débits de fuite et du TERPE sur l'enceinte VeRCoRs

Comme précédemment nous nous intéressons ici aux débits de fuite mais surtout au TERPE. La démarche de calcul est la même que précédemment, à la différence que les données d'entrées ici ne sont pas prises sur la maquette VeRCoRs mais sur les dalles du projet ENDE.

On rappelle la démarche globale : on simule le débit de fuite de l'enceinte en considérant qu'elle est constituée de manière homogène du même béton, par exemple une dalle donnée dont on connaît la perméabilité apparentes à 5,2 bars et la porosité accessible. Nous disposons donc d'autant de simulations que de dalles caractérisées dans le cadre du projet ENDE (33 dalles dans différents états de sollicitation). Mais nous ne présenterons pas les résultats de 33 simulations.

Les données d'entrées relatives à la géométrie de l'enceinte VeRCoRs sont :

- Surface développée $A = 1032 \text{ m}^2$.
- Epaisseur $L = 0,4 \text{ m}$
- La dalle à utiliser comme élément de modèle doit être une dalle à $S_r = 60 \%$ comme dans le cas du béton sur site. Nous choisissons la moyenne de trois dalles du projet ENDE à $S_r = 60 \%$: G2/9, G2/7 et G1/3 sans contrainte mécanique, c'est-à-dire sans fermeture des pores existants ce qui devrait conduire théoriquement à une surestimation des débits. La

perméabilité apparente à 5,2 bars sont déterminées à partir de chaque technique. La porosité accessible au gaz est la porosité accessible théorique $(1-Sr) \cdot \phi$ soit environ 6 %. A titre de comparaison, on mentionne que la perméabilité estimée sur des éprouvettes cylindriques (diamètre 15 cm x épaisseur 5 cm) à 5,2 bars est égale à $0,16 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$.

Tableau 5.5. Débits de fuites et TERPE estimés de **VeRCoRs** à partir des mesures effectuées sur **dalles ENDE**

Méthodes de calcul / Ou mesure sur enceinte	$k_a(5,2 \text{ bars})$ 10^{-17} m^2	Débits de fuite Q_v (l/h) Palier 5,2 bars	TERPE (heures) Palier 5,2 bars
TPT	0,31	2 033	22
Modules dynamiques	0,20	1 284	36
Résistivité	0,25	1 652	29
Permittivité	0,30	1 949	24

En considérant que la maquette est constituée d'un béton homogène sans hétérogénéité, on remarque que les débits de fuites sont systématiquement inférieurs à ceux évalués sur site. Mais avant d'analyser ce résultat, il est important de remarquer que le TERPE obtenu est 2,5 fois supérieur au temps de palier sur site (12 heures). Si le RP n'est pas réellement atteint sur site, les débits de fuites évalués à partir de la baisse de la pression dans la chambre interne apparaissent difficiles à analyser.

Pour valider l'approche de calcul du TERPE, nous avons effectué le même calcul que précédemment mais avec les dimensions d'une enceinte vraie (épaisseur 0,9 m, surface 9500 m²). La mesure de résistivité conduirait dans ce cas de figure à un TERPE moyen de 145 heures ce qui correspond aux simulations d'épreuve enceinte (VC1) disponibles dans la littérature (Verdier, 2001). Ce résultat justifie que dans le cas de la maquette VeRCoRs, les TERPE sont de l'ordre de ceux mentionnés dans le Tableau 5.5 (environ 30 heures) ce qui valide que les débits de fuite sont de l'ordre de ceux évalués à partir du point A1 comme nous l'avons mentionné précédemment.

5.5. Conclusion du Chapitre 5

L'objectif de ce chapitre était le calcul des taux de fuite et des temps d'établissement du régime permanent (TERPE). Deux approches principales sont proposées :

- Calcul des fuites à partir des mesures effectuées sur site
- Calcul des fuites à partir des mesures effectuées au laboratoire

Dans le cas des calculs à partir des mesures effectuées sur site, trois possibilités ont été proposées :

- Calcul des fuites à partir des perméabilités apparentes à 2 bars et 5,2 bars déduites des mesures de perméabilités avec le perméamètre Torrent TPT (CND).
Nous avons vu qu'à partir des mesures au TPT, il était possible de déterminer les perméabilités apparentes à 2 bars et à 5,2 bars et les porosités accessibles (en utilisant les résultats du Chapitre 2) et d'en déduire les débits de fuite et les TERPE correspondants.
- Calcul des fuites à partir la résistivité électrique et la permittivité comme indicateurs CND mesurées sur site. Il en est de même pour la permittivité et la résistivité électrique qui permettent en plus des débits de fuite, de déterminer la porosité accessible au gaz et d'en déduire les TERPE.

Nous avons noté que la résistivité était un excellent indicateur pour calculer la perméabilité pour de forts taux de saturation mais en revanche sa mesure pour de plus faibles saturations n'est pas possible.

- Calcul des fuites à partir de l'endommagement dynamiques évalué à partir des modules de Young dynamiques (CND) mesurés sur site. Nous avons vu qu'à partir de l'évolution du module de Young dynamique, nous avons calculé une variable d'endommagement dynamique. Nous avons vu qu'à partir de cet endommagement dynamique, il était possible de calculer les perméabilités apparentes et d'en déduire les débits de fuites correspondants.

Les résultats obtenus à partir de l'ensemble des méthodes sont cohérents avec les limites et domaines de validité des indicateurs considérés et de l'appareil de mesure TPT.

Dans le cas des calculs à partir des données de laboratoires nous avons vu que les différentes approches de calcul proposées (calculs à partir des perméabilités mesurées avec le TPT, ou à partir de la permittivité, la résistivité électrique et l'endommagement hydrique dynamique) sont cohérentes sur les valeurs de fuite et de TERPE des hypothèses de calcul.

Un résultat important est relatif à la prédiction du TERPE. Nous avons notamment remarqué que le TERPE estimé de la zone considérée dans cette étude (zone A1, représentative de l'enceinte) est largement au-delà du temps de mesure associé aux épreuves enceintes (palier à la pression nominale de 12h). Ce résultat peut ainsi expliquer les raisons pour lesquelles le débit mesuré à l'extérieur de l'enceinte est largement inférieur au débit mesuré quittant l'enceinte de l'intérieur.

Les différentes zones de faible résistance aux fuites que sont les interfaces acier-béton, les fissures localisées, les zones de reprise de bétonnage ou les zones de types C3... conduisent en effet à une modification apparente du mécanisme d'écoulement dans l'enceinte : ce mécanisme ne peut plus être alors modélisé simplement par la relation de Hagen-Poiseuille comme c'est le cas lors de notre exploitation des mesures de fuites sur site.



CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



CONCLUSION GENERALE

Cette étude est inscrite dans le cadre du projet Evaluation Non destructives des Enceintes de confinement des centrales nucléaires (ENDE). L'objectif de l'étude était de proposer la prédiction des débits de fuites des enceintes de confinement à partir de techniques du contrôle non destructif. L'étude finale est consacrée au cas de la maquette VeRCoRs qui est une enceinte à l'échelle 1/3 réalisée par EDF pour les études de sûreté nucléaire en France. L'évaluation des débits de fuite a ainsi fait appel à diverses notions parallèles mais dont la synthèse permet une prédiction des débits de fuite et une meilleure compréhension des débits de fuite évalués sur site.

Etude des techniques de mesure de la perméabilité. La problématique résolue est la détermination d'une perméabilité du béton qui soit indépendante de la technique de mesure. En fait, la littérature renseigne sur plusieurs appareils de mesure de la perméabilité du béton au laboratoire et sur site, mais lorsque ces appareils sont utilisés sur une même éprouvette de béton, des valeurs de perméabilité différentes sont obtenues. Dans le cadre du projet ENDE, le perméamètre Torrent TPT a été utilisé sur les éprouvettes de type « dalle » et sur site (maquette VeRCoRs) et le perméamètre Cembureau a été utilisé au laboratoire. Il était important de déterminer précisément les différents paramètres et liens entre ces deux perméamètres. Pour y arriver, nous avons développé des techniques intermédiaires : la technique de la double cloche dont le fonctionnement se rapproche de celui du perméamètre Cembureau (perméamètres à charge constante, fonctionnant en régime permanent) et la technique de la cloche simple dont le fonctionnement se rapproche de celui du TPT (perméamètre à charge variable, fonctionnant en régime non permanent). Les nouvelles équations théoriques proposées ont permis de faire le lien entre les techniques qui fonctionnent en dépression (double cloche, cloche simple, Torrent TPT). Ensuite, une approche théorique et simple d'accès a été proposée pour relier les perméabilités de la double cloche aux perméabilités du perméamètre Cembureau.

Les résultats de cette étude permettent en théorie de calculer les débits de fuites associés à une valeur de perméabilité donnée par le perméamètre Torrent TPT. Mais la problématique de l'évaluation de la perméabilité sur site n'est pas définitivement résolue.

De la prédiction de la perméabilité à partir d'indicateurs CND. La problématique résolue dans cette étude s'inscrit dans la précédente. Malgré les résultats prometteurs obtenus avec les nouvelles approches de calcul de la perméabilité avec les perméamètres à charge variable, le perméamètre TPT, du fait de sa conception, reste limité pour les mesures sur la maquette VeRCoRs dans le but de prédire les débits de fuite des enceintes nucléaires. Il était alors important de développer de nouvelles approches de prédiction de la perméabilité du béton. Ainsi, parmi les observables du CND étudiés dans le cadre du projet ENDE, nous avons retenu la résistivité électrique et la permittivité. Les résultats obtenus montrent que dans le cas des conditions de site (béton partiellement saturé en eau à 60 % environ), ces deux indicateurs du CND présentent d'excellentes corrélations avec la perméabilité. Cependant, il y a quelques restrictions à l'utilisation des modèles perméabilités – résistivité et perméabilités – permittivité proposés dans cette étude. La cause en est les différentes

hétérogénéités du béton sur site dans certains cas extrêmes voire inexistantes (béton totalement désaturé du fait d'un choc thermique à 200°C par exemple).

En restant dans la problématique de prédiction de la perméabilité, il est alors logique de proposer des modèles de calcul de cet indicateur de durabilité qui intègre l'état du matériau.

Etude des interactions endommagement – perméabilité du béton. Cette étude réalisée en parallèle aux deux précédentes s'est proposée de déterminer des lois empiriques perméabilité – endommagement. Nous avons alors observé que le séchage du béton, la sollicitation thermique et la charge de compression dans une moindre mesure conduisaient indépendamment les uns des autres à abaisser le module de Young.

Ainsi donc, nous avons défini une variable d'endommagement pour chacune de ces trois sources d'endommagement pour suivre l'évolution du module instantané de Young du béton au cours de la vie de l'ouvrage. Nous avons ensuite essayé de coupler ces sources d'endommagement du matériau et de déduire les variables d'endommagement associées à ces couplages. Ensuite nous avons effectué des mesures de perméabilité dans les mêmes configurations puis enfin nous avons proposé des corrélations entre les variables d'endommagement et la perméabilité.

Tel que défini dans ce document, il n'y a pas été défini un unique modèle perméabilité – endommagement : selon que la source de l'endommagement est hydrique, thermique ou mécanique les *cheminements d'écoulement* constitués par la fissuration induite n'ont pas la même nature. D'où la proposition d'un modèle perméabilité – endommagement pour chaque type de source de dégradation étudiée (séchage, choc thermique, sollicitation mécanique).

Etude des cheminements d'écoulement dans le béton armé. Parlant des cheminements d'écoulement, la conception du béton sur site nous interpelle sur les limites possibles des modèles de calcul de la perméabilité. En effet, les enceintes de confinement des centrales nucléaires contiennent une quantité énorme de ferrailage et de gaines de précontrainte. Ce vaste réseau de ferrailage constitue de nombreuses interfaces dans le béton qui peuvent être connectés entre elles et formés un ou plusieurs chemin(s) de percolation privilégié(s). La question à laquelle cette étude a répondu est d'éclairer sur les mécanismes d'écoulement dans le béton armé. En instrumentant des éprouvettes avec acier incorporé, nous avons vu que les interfaces acier-béton forment des zones de faible résistance aux flux d'air à travers le matériau. Ainsi, ces interfaces peuvent modifier les cinétiques de débits : ils conduisent notamment à des Temps d'Etablissement du Régime Permanent d'Écoulement à travers le matériau mixte (béton armé) en apparence réduits.

Lors d'une épreuve « enceinte », la présence des interfaces peuvent potentiellement conduire à des interprétations erronées du régime d'écoulement en jeu.

De la prédiction des débits de fuite et de la transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site. Dans cette étude, nous avons pu rentabiliser l'ensemble des études effectuées précédemment. Deux approches générales de calcul des débits de fuite sont proposées : à partir des mesures du Contrôle Non Destructif (CND) effectuées directement sur la maquette VeRCoRs et à partir des données de laboratoire.

La première approche utilise l'ensemble des résultats de l'étude des techniques de mesure de la perméabilité et des études des liens entre perméabilité et résistivité électrique (et

permittivité). Nous avons vu qu'il était ainsi possible d'effectuer sur VeRCoRs une mesure de résistivité électrique et d'en déduire le débit de fuite et le TERPE correspondant. Cette approche de calcul n'est alors pertinente que si les mesures effectuées sur la maquette VeRCoRs sont représentative de toute l'épaisseur du béton en zone courante. Nous avons vu que certaines zones de l'enceinte permettaient de retrouver les débits de fuite globale évalués sur la maquette VeRCoRs lors de la simulation d'épreuve « enceinte ». Nous avons émis de réserves considérables sur ces résultats particulièrement intéressant parce que nos calculs sont effectués à partir de seulement deux points de mesure sur la maquette VeRCoRs or seule une cartographie complète de la maquette VeRCoRs contenant les données d'entrées des modèles de calcul (résistivité, permittivité, mesure avec le TPT) permettrait de faire une conclusion fiable.

La deuxième approche est relative à la transposition des résultats de laboratoire à la prédiction des débits de fuite sur site. En effet, les expérimentations réalisées dans cette étude (thèse ENDE-LMDC et projet ENDE) ont abouti à une base de données considérable sur les possibles états du béton en fonction de différentes contraintes sur site. Nous avons alors proposé une simulation de la maquette VeRCoRs basée sur la modélisation de l'enceinte par le béton dans un état donnée. En considérant l'état actuel du béton sur site (saturation en eau égale à 60 %, béton en compression résiduelle), nous avons simulé la maquette VeRCoRs par des dalles du projet dans ce même état de saturation. Dans cette configuration, la littérature renseigne que les débits de fuite constituent 84 à 90 % des débits fuite globaux si les fissures dans le béton étaient prises en compte. On pouvait s'attendre alors à surévaluer les débits de fuite avec notre approche de calcul. Cependant, les résultats ont abouti à une sous-évaluation des débits de fuite par rapport à ceux évalués lors de l'épreuve « enceinte ». Le TERPE obtenu était également de l'ordre de 2,5 fois celui lors de la simulation d'épreuve « enceinte » et permet d'expliquer la surévaluation des débits de fuite lors de l'épreuve « enceinte ». Ces résultats sont prometteurs et montrent une fois encore qu'à partir d'une cartographie suffisamment fournie de la maquette VeRCoRs et donc d'une enceinte vraie, il est possible de procéder à une prédiction efficace des débits de fuite sur site.

Les résultats ainsi résumés sont particulièrement intéressants, mais il existe de nombreuses pistes d'amélioration. C'est ce que nous présentons maintenant dans les perspectives de notre travail.

PERSPECTIVES

Ainsi présentée, cette étude nécessite de futurs développements pour sa pleine application.

- Nous avons vu que la conception de l'appareil de mesure de la perméabilité Torrent TPT peut limiter son utilisation dans les conditions du site. Le développement de la technique de mesure de la perméabilité à la cloche simple présente alors un intérêt particulier mais constitue un enjeu capital : maîtriser la zone investiguée lors de la mesure. Les approches de calcul développées dans cette étude ont montré que si le volume du matériau est maîtrisé, il est possible de déterminer des perméabilités à la cloche simple comparable aux perméabilités évaluées avec des perméamètres à charges constantes qui ne peuvent pas être utilisés directement sur site. Pour cela, l'étude de la cloche simple doit être poursuivie afin d'aboutir à une technique de mesure de perméabilité sur site efficace.
- L'étude théorique du calcul du TERPE doit être complétée d'un programme expérimental pour analyser les limites de l'équation quant aux niveaux de perméabilité, et surtout pour analyser les contributions du réseau poreux en fonction de la pression de percolation. Il est en effet envisageable que pour de très faibles pressions d'essai, certains pores de dimensions très petites ne participent pas aux écoulements de l'air.
- Les modèles de calcul de la perméabilité à partir de la permittivité sont des modèles assez simples. En effet, du fait des hétérogénéités dans le béton, la propagation des ondes dans le matériau est beaucoup plus complexe conduisant à la notion de permittivité complexe pour rendre compte de la présence de différentes ondes dans le matériau. Il serait alors intéressant d'analyser la dépendance de la perméabilité et de la porosité vis-à-vis de la permittivité complexe. Des résultats existent déjà dans la littérature et pourraient être intégrés dans le cadre de cette étude pour de meilleurs modèles de calcul.
- Nous avons vu que l'étude de la perméabilité du béton après endommagement thermique en fonction de l'état hydrique du béton lors de la sollicitation thermique n'a pas été particulièrement concluante : il n'a pas été possible de conserver l'état hydrique durant les chocs thermiques à 150 et 200°C. Ces études devront être reprises avec une amélioration sur le protocole expérimental qui permette un confinement étanche des éprouvettes afin d'y conserver toute l'eau lors de chocs thermiques.
- Dans nos modèles nous avons considéré comme observables du CND : la permittivité, la résistivité et le module dynamique. Une centaine d'autres observables du CND sont évaluées dans le cadre global du projet ENDE. Par la fusion des données, telle que proposée par le Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique de Marseille, il devrait être possible d'identifier d'autres indicateurs CND qui soient corrélés à la perméabilité, ceci dans le but de multiplier les approches de calcul pour une meilleure analyse.
- Les mesures de perméabilité sous charge mécanique représentent également de nombreuses perspectives d'étude du matériau au laboratoire. Les essais réalisés dans cette étude ne sont pas suffisamment fournis. En effet, ces essais devraient être poursuivis avec le couplage avec des techniques de mesures CND afin d'obtenir des résultats fiables quant aux interactions entre perméabilité, endommagement mécanique et observables CND. De même, différents états du béton devront être testés dans le but de proposer une seule variable d'endommagement pour analyser l'évolution de la perméabilité.

- L'étude sur les interfaces acier-béton doit également être poursuivie avec une modélisation numérique pour évaluer de façon fiable l'impact de ces interfaces sur les mécanismes d'écoulement dans le béton armé. Expérimentalement, différentes dimensions d'acier peuvent être utilisées pour étudier la nature des interfaces : rugosité, tortuosité afin d'aboutir à un calcul fiable de la largeur des ouvertures des interfaces.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbas, A., Carcasses, M. et Ollivier, J.-P. (1999) Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and structures*, vol. 32, n°1, p. 3–8.
- Abraham, O., Piwakowski, B., Villain, G. et Durand, O. (2012) Non-contact, automated surface wave measurements for the mechanical characterisation of concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 37, p. 904–915.
- Acker, P. (1988) Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physicochimique. Rapport de Recherche LPC, n°152.
- Adzumi, H. (1937a) Studies on the flow of gaseous mixtures through capillaries. III. The flow of gaseous mixtures at medium pressures. *Bulletin of the Chemical Society of Japan*, vol. 12, n°6, p. 292–303.
- Adzumi, H. (1937b) Studies on the flow of gaseous mixtures through capillaries. II. The molecular flow of gaseous mixtures. *Bulletin of the Chemical Society of Japan*, vol. 12, n°6, p. 285–291.
- AFPC-AFREM (1997) Compte-rendu des journées techniques AFPC/AFREM. Durabilité des bétons, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité », 11 et 12 décembre 1997, LMDC Toulouse / Réf. ATILH n°37864.
- Aguilera, R. (2002) Incorporating capillary pressure, pore throat aperture radii, height above free-water table, and Winland r35 values on Pickett plots. *AAPG Bulletin*, vol. 86, n°4, p. 605-624.
- Antón, C., Climent, M. A., Vera, G. de, Sánchez, I. et Andrade, C. (2012) An improved procedure for obtaining and maintaining well characterized partial water saturation states on concrete samples to be used for mass transport tests. *Materials and Structures*, vol. 46, n°8, p. 1389-1400.
- Archie, G. E. (1942) The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. *Transactions of the AIME*, vol. 146, n°01, p. 54–62.
- Arianer, J. (2006) Technique du Vide (DEA). Orsay : Institut de Physique Nucléaire d'Orsay.
- Asali, M. (2016) Modélisation et prévision du comportement thermo-hydro-mécanique d'une paroi en béton: application au cas des enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires. Thèse de doctorat, Lille 1.
- Aubry, C. (2000) synthèse sur la mise au point de la formule béton retenue pour la construction de l'enceinte interne. Note EDTGC 130689.
- Balanis, C. A. (1989) *Advanced engineering electromagnetics*. John Wiley & Sons.
- Balayssac, J. P., Laurens, S., Arliguie, G., Ploix, M. A., Breysse, D., Piwakowski, B. et Villain, G. (2008) Evaluation de l'état des ouvrages en béton par combinaison de techniques non destructives. Actes des journées COFREND, Toulouse, France.
- Balayssac, J. P., Viriyametanont, K., Sbartai, M., Klysz, G., Laurens, S. et Arliguie, G. (2007) Contribution au développement du radar pour la caractérisation non destructive du béton. *Annales du Batiment et des Travaux Publics*, p. 61.
- Banthia, N., Biparva, A. et Mindess, S. (2005) Permeability of concrete under stress. *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n°9, p. 1651-1655.
- Barisik, M. et Beskok, A. (2014) Scale effects in gas nano flows. *Physics of Fluids*, vol. 26, n°5, p. 052003.
- Baroghel Bouny, V. (2008) Développement d'une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité : Bilan et perspectives : Caractérisation de la microstructure des bétons, étude des propriétés hydriques et de transport, évaluation des déformations libres et prédiction de la durée de vie des ouvrages. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées - serie : ouvrages d'art, n°OA 63.
- Baroghel-Bouny, V. (1994) Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

- Baroghel-Bouny, V. et Mounanga, P. (2005) Effects of self-desiccation of autogenous deformations, microstructure and long-term hygral behavior. The fourth international research seminar on self-desiccation and its importance in concrete technology, Gaitherburg, Maryland, vol. 20, p. 21–48.
- Bary, B. (1996) Étude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé. Cachan, Ecole normale supérieure.
- Basheer, L., Kropp, J. et Cleland, D. J. (2001) Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. *Construction and Building Materials*, Near Surface Testing of, vol. 15, n°2–3, p. 93-103.
- Bažant, Z. P. (1970) Constitutive equation for concrete creep and shrinkage based on thermodynamics of multiphase systems. *Matériaux et Construction*, vol. 3, n°1, p. 3-36.
- Bažant, Z. P. et Thonguthai, W. (1978) Pore Pressure and Drying of Concrete at High Temperature. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 104, n°5, p. 1059-1079.
- Bazant, Z. P. et Wittmann, F. H. (1982) Creep and shrinkage in concrete structures.
- Billard, Y. (2003) Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton: application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle. Thèse de doctorat, Lyon, INSA.
- Binh, M. (2007) Étude de la perméabilité des mortiers de ciment soumis à l'alcali réaction (Rapport de stage de recherche). Thèse de doctorat, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- Bisschop, J., Pel, L. et Van Mier, J. G. M. (2001) Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites. *Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*. Elsevier, p. 75–80.
- Bourdarot, E. (1991) Application of a porodamage model to analysis of concretes dams. EDF/CNEH.
- Breton, J.-P. (1969) Sur le transport des gaz à travers les milieux poreux. Thèse de doctorat, CEN Saclay.
- Burlion, N., Skoczylas, F. et Dubois, T. (2003) Induced anisotropic permeability due to drying of concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n°5, p. 679-687.
- Burlion, N., Yurtdas, I. et Skoczylas, F. (2003) Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire ; Comparaison mortier - béton. *Revue française de génie civil*, vol. 7, n°2, p. 145-165.
- Čalogović, V. (1995) Gas permeability measurement of porous materials (concrete) by time-variable pressure difference method. *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°5, p. 1054-1062.
- Carcassès, M., Abbas, A., Ollivier, J.-P. et Verdier, J. (2001) An optimised preconditioning procedure for gas permeability measurement. *Materials and Structures*, vol. 35, n°1, p. 22-27.
- Care, S. et Derkx, F. (2011) Determination of relevant parameters influencing gas permeability of mortars. *Construction and Building Materials*, vol. 25, n°3, p. 1248-1256.
- Carino, N. J. (2001) The impact-echo method: an overview. *Structures 2001: A Structural Engineering Odyssey* (p. 1–18).
- Carman, P. C. (1956) *Flow of Gases Through Porous Media*. Academic Press.
- Carman, P. C. et Malherbe, P. le R. (1950) Diffusion and flow of gases and vapours through micropores. II. Surface flow. *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 203, p. 165–178. The Royal Society.
- Cassagnabere, F. (2007) Produits préfabriqués en béton filé: vers l'amélioration des performances du matériau pour mieux gérer le procédé de production (Phd thesis). Thèse de doctorat, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- Chaix, J.-F., Garnier, V. et Corneloup, G. (2006) Ultrasonic wave propagation in heterogeneous solid media: Theoretical analysis and experimental validation. *Ultrasonics*, vol. 44, n°2, p. 200–210.
- Chambart, M. (2009) Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Chavhan, P. P. et Vyawahare, M. R. (2015) Correlation of Static and Dynamic modulus of Elasticity for Different SCC Mixes. *International Journal on Recent and Innovation Trends in Computing and Communication*.
- Chen, W. (2011) Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables. Thèse de doctorat, Ecole centrale de Lille.
- Chhun, P. (2017) Modélisation du comportement thermo-hydro-chemo-mécanique des enceintes de confinement nucléaire en béton armé-précontraint (Phd thesis). Thèse de doctorat, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- Choinska, M. (2006) Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure (Phd thesis). Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes; Université de Nantes.
- Choinska, M., Khelidj, A., Chatzigeorgiou, G. et Pijaudier-Cabot, G. (2007) Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°1, p. 79-88.
- Choinska, M., Khelidj, A., Chatzigeorgiou, G. et Pijaudier-cabot, G. (2007) Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete, vol. 37, p. 79-88.
- Christensen, B. J., Coverdale, T., Olson, R. A., Ford, S. J., Garboczi, E. J., Jennings, H. M. et Mason, T. O. (1994) Impedance Spectroscopy of Hydrating Cement-Based Materials: Measurement, Interpretation, and Application. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 77, n°11, p. 2789-2804.
- Colin, S. et Baldas, L. (2004) Effets de raréfaction dans les micro-écoulements gazeux. *Comptes Rendus Physique, Microfluidics*, vol. 5, n°5, p. 521-530.
- Corey, A. T. (1954) The interrelation between gas and oil relative permeabilities. *Producers monthly*, vol. 19, n°1, p. 38-41.
- Cruz, C. R. et Gillen, M. (1980) Thermal expansion of Portland cement paste, mortar and concrete at high temperatures. *Fire and materials*, vol. 4, n°2, p. 66-70.
- Darcy, H. (1856) Les fontaines publiques de la ville de Dijon: exposition et application ... Victor Dalmont.
- De Boever, W., Bultreys, T., Derluyn, H., Van Hoorebeke, L. et Cnudde, V. (2016) Comparison between traditional laboratory tests, permeability measurements and CT-based fluid flow modelling for cultural heritage applications. *Science of The Total Environment*, vol. 554-555, p. 102-112.
- de Morais, M. V. G., Pliya, P., Noumow?, A., Beaucour, A.-L. et Ortola, S. (2009) Contraintes développées dans un élément en béton soumis à une température élevée. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 13, n°1, p. 71-90.
- Desmettre, C. et Charron, J.-P. (2011) Novel water permeability device for reinforced concrete under load. *Materials and Structures*, vol. 44, n°9, p. 1713.
- Desmettre, C. et Charron, J.-P. (2012) Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research*, vol. 42, n°7, p. 945-952.
- Dias, W. P. S., Khoury, G. A. et Sullivan, P. J. E. (1990) Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700 C (1292 F). *Materials Journal*, vol. 87, n°2, p. 160-166.
- Dranchuk, P. M., Kolada, L. J. et others (1968) Interpretation of steady linear visco-inertial gas flow data. *Journal of Canadian Petroleum Technology*, vol. 7, n°01, p. 36-40.
- Dushman, S., Lafferty, J. M., Brown, S. C. et others (1962) Scientific foundations of vacuum technique. *American Journal of Physics*, vol. 30, n°8, p. 612-612.
- Elkey, W. et Sellevold, E. J. (1995) Electrical resistivity of concrete.

- Fathi, E., Tinni, A. et Akkutlu, I. Y. (2012) Correction to Klinkenberg slip theory for gas flow in nano-capillaries. *International Journal of Coal Geology, Shale Gas and Shale Oil Petrology and Petrophysics*, vol. 103, p. 51-59.
- Favre, R. (1997) Dimensionnement des structures en béton : aptitude au service et éléments de structures. PPUR presses polytechniques.
- Feldman, R. F. et Sereda, P. J. (1968) A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Materials and structures*, vol. 1, n°6, p. 509–520.
- Filali, B., Rhazi, J.-E. et Ballivy, G. (2006) Mesure des propriétés diélectriques du béton par une large sonde coaxiale à terminaison ouverte. *Canadian Journal of Physics*, vol. 84, n°5, p. 365-379.
- Florence, F. A., Rushing, J., Newsham, K. E. et Blasingame, T. A. (2007) Improved Permeability Prediction Relations for Low Permeability Sands. Society of Petroleum Engineers.
- Fu, Y.-F., Wong, Y.-L., Poon, C.-S., Tang, C.-A. et Lin, P. (2004) Experimental study of micro/macro crack development and stress–strain relations of cement-based composite materials at elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n°5, p. 789-797.
- Gardner, D. (2005) Experimental and numerical studies of the permeability of concrete. Thèse de doctorat, Cardiff University.
- Garnier, V. (2017) Evaluation non destructive des enceintes de confinement des centrales nucléaires - Compte rendu de la Réunion plénière N°6. ISFTTAR, Nante.
- Garnier, V., Chaix, J. F. et Morieres, S. (2008) Caractérisation de bétons par ondes rétrodiffusées. Toulouse.
- Garnier, V., Chaix, J. F., Rossat, M., Payan, C. et Corneloup, G. (2009) Caractérisation non destructive des bétons par propagation d’ondes ultrasonores. *Mécanique & Industries*, vol. 10, n°3-4, p. 299-303.
- Gawin, D., Alonso, C., Andrade, C., Majorana, C. E. et Pesavento, F. (2005) Effect of damage on permeability and hygro-thermal behaviour of HPCs at elevated temperatures : Part 1. Experimental results. *Computers and Concrete*, vol. 2, n°3, p. 189–202.
- Gawin, D., Majorana, C. E. et Schrefler, B. A. (1999) Numerical analysis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperature. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, vol. 4, n°1, p. 37–74.
- Gawin, D., Pesavento, F. et Schrefler, B. A. (2002) Simulation of damage–permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, vol. 18, n°2, p. 113-119.
- Granger, L. (1998) Etanchéité en air et en air + vapeur des enceintes à double paroi. Définitions et application des règles de transposition aux taux de fuite des enceintes. Note EDF/SEPTEN ENSGC/98 30 B,15p.
- Greiner, U. et Ramm, W. (1995) Air leakage characteristics in cracked concrete. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 156, n°1, p. 167–172.
- Haidar, K. et Cabor, G. P. (2002) Influence of porosity on fracture characteristics in mortar structures. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference.
- Haniche, R. (2011) Contribution à l’étude des bétons portés en température/Evolution des propriétés de transfert : Etude de l’éclatement. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Hansen, T. C. (1986) Physical structure of hardened cement paste. A classical approach. *Materials and Structures*, vol. 19, n°6, p. 423–436.
- Harmathy, T. Z. (1970) Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *Journal of Materials*.
- Hearn, N. (1999) Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete. *Materials Journal*, vol. 96, n°2, p. 234-241.
- Heid, J. G., McMahon, J. J., Nielsen, R. F. et Yuster, S. T. (1950) Study of the Permeability of Rocks to Homogeneous Fluids. American Petroleum Institute.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Herber, F. et Auge, A. C. (1982) Pression et température dans l'enceinte en cas de rupture de tuyauterie primaire ou secondaire. Note EDF/SEPTEN ESETC82 22 A, 52p, 2 annexes.
- Hettema, M. H. H. (1996) The thermo-mechanical behaviour of sedimentary rock : an experimental study (Phd thesis). Thèse de doctorat, Netherlands, Faculty of Civil Engineering and Geosciences.
- Hilsdorf, H. et Kropp, J. (2004) Performance Criteria for Concrete Durability. CRC Press.
- Hoffman, D., Singh, B. et Thomas III, J. H. (1997) Handbook of vacuum science and technology. Academic Press.
- Hoseini, M., Bindiganavile, V. et Banthia, N. (2009) The effect of mechanical stress on permeability of concrete : A review. Cement and Concrete Composites, vol. 31, n°4, p. 213-220.
- Hossain, Z. et Cohen, A. (2012) Relationship among porosity, permeability, electrical and elastic properties. SEG Technical Program Expanded Abstracts 2012, SEG Technical Program Expanded Abstracts (Vol. 1-0, p. 1-5). Society of Exploration Geophysicists.
- Hubert, M., Desmettre, C. et Charron, J.-P. (2014) Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. Materials and Structures, vol. 48, n°9, p. 2795-2807.
- Hudd, R. W. (1989) Measurement of concrete permeability (Thesis). Thèse de doctorat, © R.W. Hudd.
- IAEA, I. A. E. (2002) Guidebook on non-destructive testing of concrete structures (No. IAEA-TCS--17). International Atomic Energy Agency.
- Ismail, M. (2006) Etude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales nucléaires) (Phd thesis). Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
- Jaccoud, J.- et Laurencet, P. (2000) Fissuration, étanchéité et durabilité des structures en béton armé. Annales du bâtiment et des travaux publics, n°6, p. 28-37.
- Jason, L. (2004) Relation endommagement perméabilité pour les bétons : application aux calculs de structures. Nantes.
- Jennings, H. M. (2000) A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste. Cement and concrete research, vol. 30, n°1, p. 101-116.
- Jones, R. (1953) Testing of concrete by ultrasonic-pulse technique. Highway Research Board Proceedings, vol. 32.
- Jurowski, K. et Grzeszczyk, S. (2015) The Influence of Concrete Composition on Young's Modulus. Procedia Engineering, 7th Scientific-Technical Conference on Material Problems in Civil Engineering MATBUD'2015, vol. 108, n°Supplement C, p. 584-591.
- Kameche, Z. A., Ghomari, F., Choinska, M. et Khelidj, A. (2014) Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete. Construction and Building Materials, vol. 65, p. 551-565.
- Kameche, Z. E.-A., Ghomari, F., Choinska, M. et Khelidj, A. (2014) La perméabilité relative aux gaz : Une propriété de transport importante contrôlant la durabilité du béton partiellement saturé. MATEC Web of Conferences, vol. 11, p. 01020. EDP Sciences.
- Kameche, Z. E.-A., Ghomari, F., Khelidj, A. et Choinska, M. (2012) La perméabilité relative comme indicateur de durabilité : Influence de l'état hydrique du béton et de la taille des éprouvettes. XXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Chambéry.
- Kantro, D. L., Brunauer, S. et Weise, C. H. (1962) Development of surface in the hydration of calcium silicates. II. Extension of investigations to earlier and later stages of hydration. The Journal of Physical Chemistry, vol. 66, n°10, p. 1804-1809.
- Karniadakis, G. E., Beskok, A. et Aluru, N. (2005) Microflows and Nanoflows : Fundamentals and Simulation. Springer Science & Business Media.
- Kashif Ur Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S. A. et Jameel, M. (2016) Nondestructive test methods for concrete bridges : A review. Construction and Building Materials, vol. 107, p. 58-86.

- Katsube, T. J. (2010) Review of formation resistivity factor equations related to new pore-structure concepts. Geological Survey of Canada.
- Kermani, A. (1991) Permeability of stressed concrete. *Building Research & Information*, vol. 19, n°6, p. 360-366.
- Khoury, G. A., Grainger, B. N. et Sullivan, P. J. (1985) Transient thermal strain of concrete : literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of concrete research*, vol. 37, n°132, p. 131–144.
- Kittel, C. (1967) *Introduction to Solid State Physics* (Vol. 35).
- Klinkenberg, L. J. (1941) *The Permeability Of Porous Media To Liquids And Gases*. American Petroleum Institute.
- Klysz, G. (2004) *Caractérisation du béton d'enrobage par technique radar : exploitation de l'onde directe émetteur-récepteur*. Toulouse 3.
- Knudsen, M. (1909) Die Gesetze der Molekularströmung und der inneren Reibungsströmung der Gase durch Röhren. *Annalen der Physik*, vol. 333, n°1, p. 75-130.
- Kollek, J. J. (1989) The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method-a recommendation. *Materials and structures*, vol. 22, n°3, p. 225–230.
- Kolodzie Jr, S. (1980) Analysis of pore throat size and use of the Waxman-Smits equation to determine OOIP in Spindle Field, Colorado. SPE Annual Technical Conference and Exhibition. Society of Petroleum Engineers.
- La Borderie, C. (1991) *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*.
- Lafhaj, Z., Goueygou, M., Djerbi, A. et Kaczmarek, M. (2006) Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water / cement ratio and water content. *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n°4, p. 625-633.
- Laghcha, A. (2006) *Contribution à l'étude des transferts gazeux et liquide au sein des parois en béton endommagées sous sollicitation thermo-hydrrique : application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle*. Thèse de doctorat, Villeurbanne, INSA.
- Lai, W. L., Kou, S. C., Tsang, W. F. et Poon, C. S. (2009) Characterization of concrete properties from dielectric properties using ground penetrating radar. *Cement and Concrete Research*, vol. 39, n°8, p. 687-695.
- Larbi, J. A. (1993) *Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete*. NASA STI/Recon Technical Report N, vol. 94.
- Layssi, H., Ghods, P., Alizadeh, A. R. et Salehi, M. (2015) Electrical resistivity of concrete. *Concrete International*, vol. 37, n°5, p. 41–46.
- Lemaitre, J., Chaboche, J.-L., Benallal, A. et Desmorat, R. (2009) *Mécanique des matériaux solides-3eme édition*. Dunod.
- Lion, M. (2004) *Influence de la température sur le comportement promécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier*. Etudes expérimentales. Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille-Lille I.
- Lion, M., Skoczylas, F., Lafhaj, Z. et Sersar, M. (2005) Experimental study on a mortar. Temperature effects on porosity and permeability. Residual properties or direct measurements under temperature. *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n°10, p. 1937-1942.
- Loeb, L. B. (1934) *The Kinetic Theory of Gases*. IVlcGraw-Hill.
- Lydon, F. D. et Balendran, R. V. (1986) Some observations on elastic properties of plain concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 16, n°3, p. 314–324.
- Mainguy, M., Coussy, O. et Baroghel-Bouny, V. (2001) Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 127, n°6.
- Malvault, G. (2013) *Détermination expérimentale de la distribution de taille de pores d'un milieu poreux par l'injection d'un fluide à seuil ou analyse harmonique*. Thèse de doctorat, Paris, ENSAM.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Maréchal, J. C. et Beaudoux, M. (1992) Transfert diphasique expérimental sur paroi épaisse de béton soumis à une élévation rapide de pression et de température. *Annales de IVITBTP*, n°506, p. 73–112.
- Martin, J. (1981) *Étanchéité en mécanique*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Maso, J. C. (2004) *Interfacial Transition Zone in Concrete*. CRC Press.
- Masson, B. (2013) *Démarche industrielle de compréhension des phénomènes de transferts dans les parois en béton*. ENS Cachan.
- Mazars, J. (1984) Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure.
- Mehta, P. K. (1986) *Concrete. Structure, properties and materials*.
- Mivelaz, P. (1996) *Étanchéité des structures en béton armé fuites au travers d'un élément fissuré* (Phd thesis). Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Moghadam, A. A. et Chalaturnyk, R. (2014) Expansion of the Klinkenberg's slippage equation to low permeability porous media. *International Journal of Coal Geology*, vol. 123, p. 2-9.
- Mohammed, T. U., Otsuki, N., Hamada, H. et Yamaji, T. (2002) Chloride-Induced Corrosion of Steel Bars in Concrete with Presence of Gap at Steel-Concrete Interface. *Materials Journal*, vol. 99, n°2, p. 149-156.
- Mohammed, T. U., Yamaji, T., Aoyama, T. et Hamada, H. (2001) Marine Durability of 15-Year Old Concrete Specimens Made with Ordinary Portland, Slag, and Fly Ash Cements. *Seventh CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, SP-199, p. 541-560. Mich. : V. M. Malhotra, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- Monlouis-Bonnaire, J. P., Verdier, J. et Perrin, B. (2004) Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n°5, p. 737-744.
- Moravia, W. G., Gumieri, A. G. et Vasconcelos, W. L. (2010) Efficiency factor and modulus of elasticity of lightweight concrete with expanded clay aggregate. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 3, n°2, p. 195–204.
- Muskat, M. (1937) *The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media*. McGraw-Hill Book Company, Incorporated.
- Na, W. B., Kundu, T. et Ehsani, M. R. (2002) Ultrasonic guided waves for steel bar concrete interface testing. *Materials Evaluation*, vol. 60, n°3.
- Naus, D. (2010) *A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures : Prepared by DJ Naus*. US Nuclear Regulatory Commission, Office of Nuclear Regulatory Research.
- Neville, A. M. (1995) *Properties of concrete* (Vol. 4). Longman London.
- NF EN 1779 (1999) NF EN 1779 - Essais non destructifs - Contrôle d'étanchéité - Critères de choix de la méthode et de la technique.
- NF EN 12390-3 (2003) Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes. Thèse de doctorat, AFNOR.
- Nguyen, N. T. (2014) *Évaluation non destructive des structures en béton armé : étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques*. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux.
- Nguyen, T. L. (2008) *Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transversés*. Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech.
- Norme ASTM D 4580 (2013) Practice for Measuring Delaminations in Concrete Bridge Decks by Sounding (ASTM., Vol. 2000 Annual Book of ASTM Standards Vol. 04.03). West Conshohocken, PA.
- Norme NF EN 13184 (1999) Contrôle d'étanchéité, méthode par pression variable.
- Norme XP P18-463 (1999) Norme XP P18-463 - Essai pour béton durci - Essai de perméabilité à l'air.
-

- Noumowe, A. (1995) Effet de hautes températures (20-600°C) sur le béton : cas particulier du béton a hautes performances. Lyon, INSA.
- Noumowe, A. N., Clastres, P., Debicki, G. et Costaz, J.-L. (1996) Transient heating effect on high strength concrete. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 166, n°1, p. 99–108.
- Noumowe, A. N., Siddique, R. et Debicki, G. (2009) Permeability of high-performance concrete subjected to elevated temperature (600°C). *Construction and Building Materials*, vol. 23, n°5, p. 1855-1861.
- O’Hanlon, J. F. (2005) A user’s guide to vacuum technology (3ième édition.). John Wiley & Sons.
- Ollivier, J. P., Maso, J. C. et Bourdette, B. (1995) Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*, vol. 2, n°1, p. 30-38.
- Ollivier, J.-P. (dir.) (1997) Durabilité des bétons, méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM. Toulouse : Laboratoire matériaux et durabilité des constructions.
- Ollivier, J.-P., Torrenti, J.-M. et Carcasses, M. (2012) Propriétés physiques du béton et de ses constituants. Hermes, Lavoisier.
- Panzer, T., Christoforo, A., Cota, F., Ribeiro Borges, P. et Bowen, C. (2011) Ultrasonic Pulse Velocity Evaluation of Cementitious Materials.
- Paterson, M. S. (1983) The equivalent channel model for permeability and resistivity in fluid-saturated rock—A re-appraisal. *Mechanics of Materials*, vol. 2, n°4, p. 345-352.
- Pattou, F. et Trutt, J. C. (1963) Méthode de mesure dynamique du module d’Young : Application aux graphites nucléaires. Centre d’études nucléaires de Saclay.
- Payan, C. (2015) Contribution à la caractérisation non destructive des milieux complexes : Ultrasons diffus et non-linéarité. Thèse de doctorat, Aix Marseille Université.
- Perez-Rosales, C. (1982) On the Relationship Between Formation Resistivity Factor and Porosity. *Society of Petroleum Engineers Journal*, vol. 22, n°04, p. 531-536.
- Perraton, D., Aitcin, P.- et Carles-Gibergues, A. (1999) Mesure de la permeabilite aux gaz des betons : permeabilite apparente et permeabilite intrinseque. Partie I - Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d’un BHP. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°221.
- Pham, N. P., Toumi, A. et Turatsinze, A. (2018) Effect of Styrene-Butadiene Copolymer Coating on Properties of Rubberized Cement-Based Composites. *In V. Mechtcherine, V. Slowik, et P. Kabele (dir.), Strain-Hardening Cement-Based Composites (Vol. 15, p. 342-350)*. Dordrecht : Springer Netherlands.
- Picandet, V. (2001) Influence d’un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.
- Picandet, V., Khelidj, A. et Bastian, G. (2001) Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°11, p. 1525-1532.
- Pont, S. D., Schrefler, B. A. et Ehrlicher, A. (2004) Intrinsic Permeability Evolution in High Temperature Concrete : An Experimental and Numerical Analysis. *Transport in Porous Media*, vol. 60, n°1, p. 43-74.
- Powers, T. C. (1958) Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 41, n°1, p. 1-6.
- Powers, T. C. et Brownard, T. L. (1946) Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste. *Journal Proceedings*, vol. 43, p. 101–132.
- Rahal, S., Sellier, A. et Verdier, J. (2016) Modelling of change in permeability induced by dilatancy for brittle geomaterials. *Construction and Building Materials*, vol. 125, p. 613-624.
- Ramtani, S., Berthaud, Y. et Mazars, J. (1992) Orthotropic behavior of concrete with directional aspects : modelling and experiments. *Nuclear Engineering and design*, vol. 133, n°1, p. 97–111.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ranaivomanana, H., Verdier, J., Sellier, A. et Bourbon, X. (2013) Prediction of relative permeabilities and water vapor diffusion reduction factor for cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, vol. 48, p. 53-63.
- Rapoport, J., Aldea, C., Shah, S., Ankenman, B. et Karr, A. (2002) Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 14, n°4, p. 355-358.
- RILEM TC (1994) RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials - CPC 8 Modulus of elasticity of concrete in compression, 1975.
- RILEM TC 116-PCD (1999) Permeability of concrete as a criterion of its durability, final report, vol. 32, n°217, p. 163-173.
- Ripphausen, B. (1989) Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen (Phd thesis). Thèse de doctorat, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- Rizkalla, S. H., Lau, B. L. et Simmonds, S. H. (1984) Air leakage characteristics in reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, n°5, p. 1149-1162.
- Romer, M. (2005) Effect of moisture and concrete composition on the torrent permeability measurement. *Materials and Structures*, vol. 38, n°5, p. 541.
- Rostasy, F. S., Weiß, R. et Wiedemann, G. (1980) Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. *Cement and Concrete Research*, vol. 10, n°2, p. 157-164.
- Roy, S., Chuang, R. R. F., Cruden, B. A. et Meyyappan, M. (2003) Modeling gas flow through microchannels and nanopores. *Journal of Applied Physics*, vol. 93, n°8, p. 4870-4879.
- Saito, M. et Ishimori, H. (1995) Chloride permeability of concrete under static and repeated compressive loading. *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°4, p. 803-808.
- Salman, M. M. et Al-Amawee, A. H. (2006) The ratio between static and dynamic modulus of elasticity in normal and high strength concrete. *Journal of Engineering and Development*, vol. 10, n°2, p. 163-174.
- Sanjuán, M. A. et Muñoz-Martialay, R. (1996) Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete. *Materials Letters*, vol. 27, n°4-5, p. 263-268.
- Sansalone, M. et Carino, N. J. (1986) Impact-Echo : A Method for Flaw Detection in Concrete Using Transient Stress Waves', NBSIR 86-3452, National Bureau of Standards, Washington, DC. PB 87-10444/AS (National Technical Information Service, Springfield, MA, 1986).
- Sawicz, Z. et Owsiak, Z. (1981) Effect of temperatures on the hydrated cement pastes. *Proceedings of the 5th Symposium on Science and Research in Silicate Chemistry, Brno (Czechoslovakia)*, p. 56-67.
- Sbartai, Z. M., Laurens, S., Balayssac, J.-P., Arliguie, G. et Ballivy, G. (2006) Ability of the direct wave of radar ground-coupled antenna for NDT of concrete structures. *NDT & E International*, vol. 39, n°5, p. 400-407.
- Schneider, U. (1982) Behaviour of concrete at high temperatures. Ernst.
- Schutter, G. D. et Audenaert, K. (2007) Report 38 : Durability of Self-Compacting Concrete - State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 205-DSC. RILEM Publications.
- Scrivener, K. L., Crumbie, A. K. et Laugesen, P. (2004) The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface Science*, vol. 12, n°4, p. 411-421.
- Seitz, F. et Turnbull, D. (1955) Solid state physics. New York, Academic Press.
- Shah, S. P. et Sankar, R. (1987) Internal cracking and strain softening response of concrete under uniaxial compression. *Materials Journal*, vol. 84, n°3, p. 200-212.
- Sierra, R. (1974) Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques. Rapport de recherche, n°39.
- Singh, A. P. et Singhal, D. (2011) Permeability of Steel Fibre Reinforced Concrete Influence of Fibre Parameters. *Procedia Engineering, The Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, vol. 14, p. 2823-2829.
-

- Sogbossi, H., Verdier, J. et Multon, S. (2017) Impact of reinforcement-concrete interfaces and cracking on gas transfer in concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 157, p. 521-533.
- Soylev, T. A. et François, R. (2003) Quality of steel-concrete interface and corrosion of reinforcing steel. *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n°9, p. 1407-1415.
- Stark, D. (1991) The Moisture Condition of Field Concrete Exhibiting Alkali-Silica Reactivity. *Special Publication*, vol. 126, p. 973-988.
- Sutera, S. P. et Skalak, R. (1993) The history of Poiseuille's law. *Annual Review of Fluid Mechanics*, vol. 25, n°1, p. 1-20.
- Suzuki, T., Takiguchi, K. et Hotta, H. (1992) Leakage of gas through concrete cracks. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 133, n°1, p. 121-130.
- Swamy, R. N. et Bandyopadhyay, A. K. (1975) The elastic properties of structural lightweight concrete. *Institution of Civil Engineers, Proceedings*, vol. 59.
- Szczesniak, M., Burlion, N. et Shao, J. F. (2007) An experimental study of the roles of water saturation degree and aggregate size in the mechanical response of cement based composites. Italy, FraMCoS-6.
- Tazawa, E., Miyazawa, S. et Kasai, T. (1995) Chemical shrinkage and autogenous shrinkage of hydrating cement paste. *Cement and concrete research*, vol. 25, n°2, p. 288-292.
- TFB AG (1961) Essais non destructifs des bétons. Service de Recherches et Conseils Techniques de l'Industrie Suisse du Ciment (TFB AG).
- Tiss, M. et Evans, R. D. (1989) Measurement and correlation of non-Darcy flow coefficient in consolidated porous media. *Journal of Petroleum Science and Engineering, Hydrocarbon Recovery and Related Topics*, vol. 3, n°1, p. 19-33.
- Torrent, R. J. (1992) A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site. *Materials and Structures*, vol. 25, n°6, p. 358-365.
- Torrent, R. J. (2013) Non-destructive site air-permeability test—relation with other transport test methods. *Materials Advanced Services Ltd, Buenos Aires*.
- Torrent, R. et Luco, L. F. (2007) Report 40 : Non-Destructive Evaluation of the Penetrability and Thickness of the Concrete Cover - State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 189-NEC. RILEM Publications.
- Torrenti, J.-M., Didry, O., Ollivier, J.-P. et Plas, F. (1999) La dégradation des bétons : couplage fissuration-dégradation chimique. Paris : Hermes Science Publications.
- Tumidajski, P. J., Schumacher, A. S., Perron, S., Gu, P. et Beaudoin, J. J. (1996) On the relationship between porosity and electrical resistivity in cementitious systems. *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n°4, p. 539-544.
- Van Genuchten, M. T. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, vol. 44, n°5, p. 892-898.
- Verdier, J. (2001) Contribution à la caractérisation de l'évolution du taux de fuite des enceintes de confinement du parc nucléaire. Thèse de doctorat, Toulouse 3.
- Verdier, J., Balayssac, J.-P., Multon, S. et Sogbossi, H. (2017) Evaluation non destructive des enceintes de confinement des centrales nucléaires - Rapport des essais dans le cadre du projet ANR ENDE. LMDC, Toulouse.
- Verdier, J., Carcassès, M. et Ollivier, J. P. (2002) Modelling of a gas flow measurement : Application to nuclear containment vessels. *Cement and Concrete Research*, vol. 32, n°8, p. 1331-1340.
- Villain, G., Abraham, O., Le Marrec, L. et Rakotomanana, L. (2009) Determination of the bulk elastic moduli of various concrete by resonance frequency analysis of slabs submitted to degradations. *NDT Conference on Civil Engineering, Nantes, France*, vol. 30, p. 343-348.
- Villain, G., Balayssac, J.-P., Garnier, V., Piwakowski, B., Salin, J., Fardeau, V., Dérobert, X., Coffec, O. et Joubert, A. (2014) Comparison of durability indicators obtained by Non Destructive

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Testing methods to monitor the durability of concrete structures. EWSHM-7th European Workshop on Structural Health Monitoring.
- Villain, G., Le Marrec, L. et Rakotomanana, L. (2011) Determination of the bulk elastic moduli of various concretes by resonance frequency analysis of slabs submitted to impact echo. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 15, n°4, p. 601–617.
- Vu, X. H. (2007) Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.
- Waller, V. (1999) Relations entre composition des betons, exothermie en cours de prise et resistance en compression (Phd thesis). Thèse de doctorat, Ecole des Ponts.
- Wang, J. (1994) Development and application of a micromechanics-based numerical approach for the study of crack propagation in concrete (Phd thesis). Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne EPFL.
- Wang, K., Jansen, D. C., Shah, S. P. et Karr, A. F. (1997) Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°3, p. 381–393.
- Whitaker, S. (1986) Flow in porous media I : A theoretical derivation of Darcy's law. *Transport in Porous Media*, vol. 1, n°1, p. 3-25.
- Winsauer, W. O., Shearin Jr, H. M., Masson, P. H. et Williams, M. (1952) Resistivity of brine-saturated sands in relation to pore geometry. *AAPG bulletin*, vol. 36, n°2, p. 253–277.
- Woelfl, G. A. et Lauer, K. (1979) The electrical resistivity of concrete with emphasis on the use of electrical resistance for measuring moisture content. *Cement, concrete and Aggregates*, vol. 1, n°2, p. 64–67.
- Wu, Y.-S., Pruess, K. et Persoff, P. (1998) Gas Flow in Porous Media With Klinkenberg Effects. *Transport in Porous Media*, vol. 32, n°1, p. 117-137.
- Wyllie, M. R. J. et Witte, A. J. de (1956) Comments on Paper, "resistivity of Sandstones as Related to the Geometry of Their Interstitial Water" by F. M. Perkins, Jr., J. S. Osoba and K. H. Ribe. *Geophysics*, vol. 21, n°4, p. 1084-1086.
- Yaman, I. O., Aktan, H. M. et Hearn, N. (2002) Active and non-active porosity in concrete part II: evaluation of existing models. *Materials and Structures*, vol. 35, n°2, p. 110–116.
- Yıldırım, H. et Sengul, O. (2011) Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. *Construction and Building Materials*, vol. 25, n°4, p. 1645-1652.
- Yurtdas, I. (2003) Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortiers. Lille 1.
- Yurtdas, I., Burlion, N. et Skoczylas, F. (2004) Experimental characterisation of the drying effect on uniaxial mechanical behaviour of mortar. *Materials and Structures*, vol. 37, n°3, p. 170–176.
- Zhang, Y. et Zhang, M. (2014) Transport properties in unsaturated cement-based materials – A review. *Construction and Building Materials*, vol. 72, p. 367-379.
- Zhu, G. Y., Liu, L., Yang, Z. M., Liu, X. G., Guo, Y. G. et Cui, Y. T. (2007) Experiment and Mathematical Model of Gas Flow in Low Permeability Porous Media. *New Trends in Fluid Mechanics Research* (p. 534-537). Springer, Berlin, Heidelberg.
- Ziarani, A. S. et Aguilera, R. (2012) Knudsen's Permeability Correction for Tight Porous Media. *Transport in Porous Media*, vol. 91, n°1, p. 239-260.

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 SCHEMA DE LA PARTIE GENIE CIVIL D'UN BATIMENT REACTEUR (VERDIER, 2001)	25
FIGURE 1.2 NOMENCLATURE DES FUITES RENCONTREES SUR SITE EN EPREUVE (VERDIER, 2001)	25
FIGURE 2.1. PERMEABILITES APPARENTES EN FONCTION DE $1/P_M$	46
FIGURE 2.2. DISPOSITIF EXPERIMENTAL DU PERMEAMETRE CEMBUREAU	50
FIGURE 2.3. DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE LA DOUBLE CLOCHE	51
FIGURE 2.4. DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE LA CLOCHE SIMPLE	52
FIGURE 2.5. TORRENT PERMEABILITY TESTER (TPT) (TORRENT, 1992)	53
FIGURE 2.6. CONDITIONS AUX LIMITES POUR ECOULEMENT D'UN GAZ A TRAVERS UN ECHANTILLON EN BETON	56
FIGURE 2.7. MODES D'ECOULEMENT SUIVANT LE NOMBRE DE REYNOLDS RE (ARIANER, 2006; HOFFMAN <i>ET AL.</i> , 1997; O'HANLON, 2005; PICANDET, 2001)	58
FIGURE 2.8. MODES D'ECOULEMENT SUIVANT LE NOMBRE KN (COLIN AND BALDAS 2004; DUSHMAN ET AL. 1962; HOFFMAN, SINGH, AND THOMAS III 1997; O'HANLON 2005; ROY ET AL. 2003; ZIARANI AND AGUILERA 2012)	59
FIGURE 2.9. REPRESENTATION DU CONCEPT DE KLINKENBERG	60
FIGURE 2.10. ZONES DE PRESSION D'INFLUENCE SUR LE COEFFICIENT DE KLINKENBERG	61
FIGURE 2.11. DELIMITATION DES ZONES DE VALIDITE DE LA THEORIE DE KLINKENBERG ET DE CARMAN A PARTIR DE LA RELATION $G(1/P_M)$ (ADZUMI, 1937B; CARMAN, 1956) (A) ET A PARTIR DE LA RELATION $Q_v(\Delta P^2)$ (PERRATON <i>ET AL.</i> , 1999)	62
FIGURE 2.12. MESURE DE LA PERMEABILITE AVEC LE TPT (A) ET AVEC LA CLOCHE SIMPLE (B)	65
FIGURE 2.13. EVOLUTION DU PROFIL DE PRESSION DANS L'EPaisseur D'UNE EPROUVETTE DANS LE CAS DE LA CLOCHE SIMPLE MODIFIEE	68
FIGURE 2.14. REMONTEE DE LA PRESSION $P_C(T)$ (SUR UNE EPROUVETTE DE NOTRE ETUDE	70
FIGURE 2.15. EVOLUTION DU PROFIL DE PRESSION DANS L'EPaisseur D'UNE EPROUVETTE DANS LE CAS DE LA CLOCHE SIMPLE NORMALE	71
FIGURE 2.16. EVOLUTION DES PROFILS DE PRESSION JUSQU'AU REGIME PERMANENT	76
FIGURE 2.17. PERMEABILITES APPARENTES K_A ($1/P_M < 1$) ET K_{AD} ($1/P_M > 1$) EN FONCTION DE $1/P_M$	79
FIGURE 2.18. CEMBUREAU VS DOUBLE-CLOCHES	80
FIGURE 2.19. EVOLUTION DES DEBITS EN FONCTION DU GRADIENT DE PRESSION	81
FIGURE 2.20. NOMBRE DE KNUDSEN KN EN FONCTION DE LA POROSITE ACCESSIBLE EN DEPRESSION POUR $P_2 = 0,5$ MBAR SOIT $P_M = 0,5$ BAR ABS (A) ET EN SURPRESSION POUR $P_1 = 4$ BARS SOIT $P_M = 3,46$ BARS ABS	81
FIGURE 2.21. EVOLUTION DE K_{AC0} EN FONCTION DE LA PRESSION INITIALE DANS LA CLOCHE P_{C0}	82
FIGURE 2.22. PROFILS DE PRESSION DANS UNE EPROUVETTE (EPaisseur 5,2 CM) EN REGIME PERMANENT ($T = 0$ S) ET 10 SECONDES APRES LE DEBUT DE LA MESURE	83
FIGURE 2.23. EVOLUTION DU RAPPORT C_x SUIVANT L'EPaisseur DE L'EPROUVETTE	84
FIGURE 2.24. PERMEABILITES APPARENTES A LA CLOCHE SIMPLE MODIFIEE K_{AC} ET PERMEABILITES A LA DOUBLE CLOCHE K_{AD}	85
FIGURE 2.25. EVOLUTION DE K_{AC0} A LA CLOCHE SIMPLE NORMALE ET DE K_{AD} A LA DOUBLE CLOCHE EN FONCTION DE LA PRESSION P_{C0}	85
FIGURE 2.26. PERMEABILITES AU TPT ET A LA DOUBLE CLOCHE	86
FIGURE 2.27. COURBES DE REMONTEE AVEC LE TPT (A) ET LA CLOCHE SIMPLE (B)	87
FIGURE 2.28. REMONTEE D'EAU EN SURFACE LORS DE LA MESURE AVEC LE TPT SUR EPROUVETTE SATUREE	88

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

FIGURE 2.29. EVOLUTION DE K_{Ac0} EN FONCTION DE LA PRESSION INITIALE DANS LA CLOCHE P_{C0}	88
FIGURE 2.30. EVOLUTION DE C_p EN FONCTION DU RAYON CARACTERISTIQUE.....	90
FIGURE 2.31. EVOLUTION DE K_{AREF} EN FONCTION DE QUELQUES PERMEABILITES APPARENTES (A) ET VALIDATION DE L'APPROCHE (B).....	91
FIGURE 2.32. CINETIQUES DE DEBITS EN SURPRESSION EN RP SIMULES ET EXPERIMENTAUX (CEMBUREAU) POUR $P_1 = 201325$ PA ET $P_2 = 101325$ PA (PRESSIONS ABSOLUES)	92
FIGURE 2.33. DETERMINATION DU TERPE A PARTIR DE LA CINETIQUE NUMERIQUE DU DEBIT.....	93
FIGURE 3.1. EFFET DU SECHAGE EN PRESENCE D'INCLUSIONS (HEARN, 1999)	101
FIGURE 3.2. ILLUSTRATION DE LA FISSURATION DU BETON CHARGE EN COMPRESSION.....	105
FIGURE 3.3. EVOLUTION DE K SOUS CHARGEMENT MECANIQUE SELON DIVERS AUTEURS ...	106
FIGURE 3.4. COMPARAISON DES MODELES DE PERMEABILITE - ENDOMMAGEMENT (RAHAL <i>ET AL.</i> , 2016).....	107
FIGURE 3.5. VARIATION DE LA PERMEABILITE RELATIVE SOUS CHARGEMENT AVEC LA CONTRAINTE RELATIVE MAXIMALE SUBIE POUR TROIS TEMPERATURES (CHOINSKA, 2006)	108
FIGURE 3.6. DETERMINATION DU MODULE ENDOMMAGE SOUS CHARGE DE COMPRESSION SIMPLE (LA BORDERIE, 1991; PICANDET, 2001)	113
FIGURE 3.7. DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE MESURE DE LA PERMEABILITE SOUS PRESSE MECANIQUE.....	117
FIGURE 3.8. EVOLUTION DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION ET DU MODULE EN FONCTION DE SR	119
FIGURE 3.9. EVOLUTION RELATIVE DU MODULE E EN FONCTION DE LA SATURATION	120
FIGURE 3.10. EVOLUTION RELATIVE DU MODULE E APRES UN CYCLE DE SECHAGE ET DE RE-SATURATION	120
FIGURE 3.11. EVOLUTION DE RC EN FONCTION DE LA TEMPERATURE PAR ETAT DE SATURATION	121
FIGURE 3.12. EVOLUTION DE RC EN FONCTION DE LA TEMPERATURE PAR ETAT DE SATURATION	122
FIGURE 3.13. EVOLUTION DU MODULE E EN FONCTION DE LA TEMPERATURE PAR ETAT DE SATURATION (A) ET EN FONCTION DU DEGRE DE SATURATION PAR TEMPERATURE (B)	123
FIGURE 3.14. EVOLUTION DE E EN FONCTION DE LA SATURATION PAR NIVEAU DE SOLLICITATION THERMIQUE	124
FIGURE 3.15. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE SR SUR LES EPROUVETTES KSRG7	126
FIGURE 3.16. EVOLUTION RELATIVE DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE LA SATURATION	127
FIGURE 3.17. EVOLUTION DU DEGRE DE SATURATION AU COURS DU SECHAGE.....	127
FIGURE 3.18. MODELE PERMEABILITE – ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE.....	128
FIGURE 3.19. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE SR PAR NIVEAU DE CHOC THERMIQUE APRES RE-SATURATION	129
FIGURE 3.20. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE LA TEMPERATURE	129
FIGURE 3.21. EVOLUTION DE K EN FONCTION DE LA SATURATION PAR NIVEAU DE SOLLICITATION THERMIQUE	130
FIGURE 3.22. LOIS D'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE T PAR NIVEAU DE SOLLICITATION THERMIQUE A PARTIR DES PERMEABILITES MESUREES	131
FIGURE 3.23. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE D_{TH} SUR LES EPROUVETTES K60G7T.....	132
FIGURE 3.24. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE APPARENTE A LA DOUBLE CLOCHE K_{AD} SOUS CHARGEMENT MECANIQUE SUR UNE EPROUVETTE DE NOTRE ETUDE	133
FIGURE 3.25. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE L'ENDOMMAGEMENT MECANIQUE SUR UNE EPROUVETTE	134

FIGURE 4.1. MESURE DE DEBITS D’AIR SUR EPROUVETTE DE BETON ARME : CAS N°1	142
FIGURE 4.2. MESURE DE DEBITS D’AIR SUR EPROUVETTE DE BETON ARME : CAS N°2	142
FIGURE 4.3. TYPES ET CODES DES EPROUVETTES.....	143
FIGURE 4.4. DESCRIPTION DES EPROUVETTES SRR/I, SRA2/I, SRA3/I AND SRA5/I.....	143
FIGURE 4.5. CINETIQUES DE DEBIT D’AIR SELON LES DEUX SENS D’ECOULEMENT A ET B (SR = 00 % ; $P_1 = 2$ BARS). LES COURBES CORRESPONDANT A A2/2-A AND A2/2-B COÏNCIDENT, L’ECART-TYPE MOYEN EST INFERIEUR A 0,3 % LA MOYENNE.	146
FIGURE 4.6 : PERMEABILITE APPARENTE (A) ET PERMEABILITE RELATIVE $K_{SR}/K_{SR=6\%}$ (B).....	147
FIGURE 4.7. CINETIQUES DE DEBIT D’AIR ET TERPE A SR = 80%, 60%, 30% AND 6%	149
FIGURE 4.8: DEBITS D’AIR $Q_v(T)$ – CALCUL DU DEBIT DU DEFAUT Q_{VD} (SR = 0%).....	151
FIGURE 4.9. CORRECTION DES CINETIQUES DE DEBITS DES EPROUVETTES ARMEES (SR = 0 %, 6 % 30 %)......	152
FIGURE 4.10. ZONES DE PERMEABILITE : CAS DES A5 (A) ET CAS DES A2 ET A3 (B).....	153
FIGURE 4.11. DEBIT RELATIF DANS LES EPROUVETTES ARMEES EN FONCTION DE SR.....	154
FIGURE 4.12. DECOLLEMENT DES ACIERS DU BETON AU NIVEAU DES INTERFACES ACIER BETON	155
FIGURE 4.13: LARGEUR DES FISSURES INDUITE POUR DEUX VALEURS DU COEFFICIENT Ξ	157
FIGURE 5.1. MESURE DE VITESSE D’ONDES A TRAVERS A TRAVERS LE BETON	169
FIGURE 5.2. MESURE AVEC DES ONDES DE SURFACE (ABRAHAM <i>ET AL.</i> , 2012).....	169
FIGURE 5.3. MODULES RELATIFS STATIQUE ET DYNAMIQUE SOUS TEMPERATURE (SCHNEIDER, 1982)	170
FIGURE 5.4. MODULES SECANTS ET MODULES TANGENTS	171
FIGURE 5.5. MESURE LA RESISTIVITE ELECTRIQUE (LAYSSI <i>ET AL.</i> , 2015).....	173
FIGURE 5.6. COMPARAISONS DES MODULES DYNAMIQUES ET STATIQUES PAR ETAT DE SATURATION	177
FIGURE 5.7. ENDOMMAGEMENT DU MODULE STATIQUE EN FONCTION DE L’ENDOMMAGEMENT DU MODULE DYNAMIQUE : VALEURS EXPERIMENTALES ET LOI DE CORRELATION	177
FIGURE 5.8. ENDOMMAGEMENT DYNAMIQUES ET STATIQUES EN FONCTION DE LA TEMPERATURE.....	178
FIGURE 5.9. MODELE ENDOMMAGEMENT THERMO-HYDRIQUE DYNAMIQUE – ENDOMMAGEMENT THERMO-HYDRIQUE STATIQUE.....	179
FIGURE 5.10. EVOLUTION DE LA PERMITTIVITE EN FONCTION DE LA SATURATION	180
FIGURE 5.11. EVOLUTION DE LA PERMITTIVITE EN FONCTION DE LA POROSITE ACCESSIBLE AU GAZ.....	181
FIGURE 5.12. PERMEABILITE EN FONCTION DE LA PERMITTIVITE	182
FIGURE 5.13. EVOLUTION DE LA PERMITTIVITE EN FONCTION DE LA SATURATION	183
FIGURE 5.14. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DE LA RESISTIVITE	183
FIGURE 5.15. EVOLUTION DE LA PERMEABILITE EN FONCTION DU DEGRE DE SATURATION SR	189
FIGURE 5.16. CALCUL DE LA POROSITE ACCESSIBLE AU GAZ (ETAT D’ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE).....	190
FIGURE 5.17. COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DES DEBITS (ETAT HYDRIQUE – ETAT 0).....	191
FIGURE 5.18. COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE LA PERMEABILITE APPARENTE : ETAT D’ENDOMMAGEMENT HYDRO – MECANIQUE (ETAT 1)	192
FIGURE 5.19. COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE LA PERMEABILITE APPARENTE : ETAT D’ENDOMMAGEMENT THERMO – HYDRIQUE (ETAT 2).....	193
FIGURE 5.20. ZONES A1 ET C3 DES MESURES DE LA ZONE GLOBALE T2 – PROJET ENDE	197
FIGURE A.1. REMONTEE DE LA PRESSION $P_c(T)$ (A) ET VITESSE DE REMONTEE (B) SUR UNE EPROUVETTE.....	230
FIGURE A.2. COMPARAISON DES EQUATIONS (EQ. A.6), (EQ. A.8) ET (EQ. A.12).....	232
FIGURE A.3. DETERMINATION DE LA VITESSE INITIALE DE REMONTEE P_{c0} SUR 00G4/2.....	234

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

FIGURE A.4. EVOLUTION DE K_{AC0} EN FONCTION DE LA PRESSION INITIALE DANS LA CLOCHE P_{C0}	234
FIGURE A.5. MODELE DE CAPILLAIRES PARALLELES (A), ALEATOIRE NON-PARALLELES (B) (MALVAULT, 2013).....	236
FIGURE A.6. DEFINITION DU COEFFICIENT EXPERIMENTALE DE TRANSLATION C_{ED} RELATIF A LA DOUBLE CLOCHE POUR $P_{ML} = (P_1 + P_2)/2$ (A) ET POUR P_{MV} (B).....	238
FIGURE A.7. RAYONS CALCULES POUR DIFFERENTES K_{AD} (A) ET RAYONS DE DIFFERENTS MODELES (B).....	240
FIGURE A.8. COEFFICIENT DE GLISSEMENT BK THEORIQUE, EXPERIMENTAUX ET ESTIMES..	241
FIGURE A.9. PERMEABILITES EXPERIMENTALES ET APPROCHEES (A) K_{AREF} ET (B) K_I	243
FIGURE A.10. MESURE DE LA PERMEABILITE AVEC LE PERMEAMETRE CEMBUREAU.....	245
FIGURE A.11. ADAPTATION DU DISPOSITIF CEMBUREAU POUR MESURE DE LA PERMEABILITE EN DEPRESSION AVEC LA TECHNIQUE DE LA DOUBLE CLOCHE ET A LA CLOCHE SIMPLE	245
FIGURE A.12. DALLES EQUIPEES DE CLOCHE A VIDE POUR MESURE DE LA PERMEABILITE EN DEPRESSION A LA CLOCHE SIMPLE OU A LA DOUBLE CLOCHE.....	245
FIGURE A.13. MESURE DE LA PERMEABILITE AVEC LA TECHNIQUE DE LA DOUBLE CLOCHE SOUS CHARGE DE COMPRESSION MECANIQUE	246
FIGURE A.14. MATERIEL DE MESURE DE RESISTIVITE (QUADRIPOLE DE WENNER + RESISTIVIMETRE).....	247
FIGURE A.15. MATERIEL DE MESURE DES ULTRASONS EN TRANSMISSION DIRECTE.....	247
FIGURE A.16. MATERIEL DE MESURE DES VITESSES D'ONDES ELECTRO MAGNETIQUES	247

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1.1. TERMINOLOGIE DE MESURE DE FUITE SUR ENCEINTE DE CONFINEMENT NUCLEAIRE	26
TABLEAU 1.2. RESUME DES ETATS DU BETON ETUDIES	30
TABLEAU 1.3. FORMULATION DU BETON ENDE.....	32
TABLEAU 1.4. CARACTERISATION EFFECTUEE SUR TROIS EPROUVETTES DE CHAQUE GACHEE (ECART-TYPES DONNES ENTRE PARENTHESES)	33
TABLEAU 1.5. GEOMETRIE ET NOMENCLATURE GENERALE DES EPROUVETTES PAR CHAPITRE	34
TABLEAU 1.6. CHOIX DE L'ETAT SEC DE REFERENCE VIS-A-VIS DE LA PERMEABILITE.....	38
TABLEAU 2.1 : NOMENCLATURE DES PERMEABILITES UTILISEES	49
TABLEAU 2.2. ETUDE DES METHODES DE MESURE : RESUME DU PROGRAMME EXPERIMENTAL	54
TABLEAU 2.3 : PRESSION D'ENTREE ET DE SORTIE DE L'EQUATION 2.3 SELON LA TECHNIQUE DE MESURE.....	56
TABLEAU 2.4 : NOTATIONS, CONDITIONS INITIALES, HYPOTHESES ET PRINCIPES DE CALCUL	67
TABLEAU 2.5. ETAPE DE CALCUL ET EQUATIONS THEORIQUES	73
TABLEAU 2.6. PRESSION D'ENTREE ET DE SORTIE DE L'EQUATION 2.3 SELON LA TECHNIQUE DE MESURE.....	77
TABLEAU 2.7. VALEURS DE CP POUR LA GAMME DES RAYONS CARACTERISTIQUE EN JEU DANS NOTRE ETUDE	90
TABLEAU 2.8. VALEURS DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES RECUPEREES	91
TABLEAU 2.9. CALCUL DU TERPE A PARTIR DE K_A ET DE LA POROSITE ACCESSIBLE AU GAZ $(1-SR)\phi_E$	93
TABLEAU 2.10. CALCUL DE LA POROSITE ACCESSIBLE AU GAZ EXPERIMENTALE A PARTIR DU TERPE EXPERIMENTALE ET DU DEBIT MESURE ET A PARTIR DE PERMEABILITE MESUREE AVEC LE TPT PUIS COMPARAISON AVEC LA POROSITE ACCESSIBLE THEORIQUE $(1-SR)\phi_E$	94
TABLEAU 3.1. VALEURS DES PARAMETRES DE CALAGE DU MODELE DE VAN GENUCHTEN ..	102

TABLEAU 3.2. MODULE D'ELASTICITE VS SATURATION : RESUME DU PROGRAMME EXPERIMENTAL	114
TABLEAU 3.3. MODULE D'ELASTICITE AVEC CHOC THERMIQUE : RESUME DU PROGRAMME EXPERIMENTAL	114
TABLEAU 3.4. PROGRAMME EXPERIMENTAL POUR MESURE DE K EN FONCTION DE L'ETAT HYDRIQUE.....	115
TABLEAU 3.5. PROGRAMME EXPERIMENTAL POUR MESURE DE K EN FONCTION DE LA TEMPERATURE.....	116
TABLEAU 3.6. MESURE DE LA PERMEABILITE, DE RC ET DE E SOUS/APRES CHARGEMENT MECANIQUE.....	117
TABLEAU 3.7. VALEURS MOYENNES (ECARTS-TYPE MOYEN) DU MODULE E EN FONCTION DE LA TEMPERATURE.....	122
TABLEAU 3.8. MODULES RELATIFS CALCULES A PARTIR DES VALEURS DU TABLEAU 3.7	123
TABLEAU 3.9. COEFFICIENTS <i>ATH</i> ET <i>BTH</i> EN FONCTION DE LA SATURATION INITIALE DU MATERIAU.....	125
TABLEAU 3.10. PERMEABILITES RELATIVES CALCULES A PARTIR DES VALEURS DU	130
TABLEAU 3.11. COEFFICIENT $C_{T,SR}$ EN FONCTION DE LA SATURATION INITIALE DU MATERIAU	131
TABLEAU 4.1. SUIVI DU SECHAGE DES EPROUVETTES	144
TABLEAU 4.2. PROPRIETES DU BETON	145
TABLEAU 4.3. COEFFICIENTS DE VARIATION MAXIMAL DU DEBIT D'AIR OBTENU POUR TROIS MESURES SUR LA MEME EPROUVETTE AVEC LE MEME SENS DE L'ECOULEMENT D'AIR.	146
TABLEAU 5.1 LOIS EMPIRIQUE ENTRE LE MODULE DYNAMIQUE ET LE MODULE STATIQUE..	170
TABLEAU 5.2. MESURE DU MODULE D'ELASTICITE STATIQUE ET DYNAMIQUE EN FONCTION DE LA SATURATION	175
TABLEAU 5.3. MESURE DE LA PERMEABILITE, DE LA PERMITTIVITE ET DE LA RESISTIVITE ELECTRIQUE	176
TABLEAU 5.4. DEBITS DE FUITES ET TERPE CALCULES A PARTIR DES MESURES EFFECTUEES SUR VERCORS	198
TABLEAU 5.5. DEBITS DE FUITES ET TERPE ESTIMES DE VERCORS A PARTIR DES MESURES EFFECTUEES SUR DALLES ENDE	200
TABLEAU A.1. APPLICATION DE L'EQUATION DE CALCUL DU TERPE SUR DES DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES	244
TABLEAU A.2. ETAT 0 : METHODE DIRECTE ; CALCUL A PARTIR DES MESURES AVEC LE TPT	248
TABLEAU A.3. ETAT 0 : METHODE INDIRECTE ; CALCUL A PARTIR DE LA RESISTIVITE ELECTRIQUE	248
TABLEAU A.4. ETAT 0 : METHODE INDIRECTE ; CALCUL A PARTIR DE LA PERMITTIVITE ELECTRIQUE	249
TABLEAU A.5. ETAT 0 : METHODE INDIRECTE ; CALCUL A PARTIR DE L'ENDOMMAGEMENT DYNAMIQUE	249

||| ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE N°1. SUIVI DU CONDITIONNEMENT DES EPROUVETTES DU PROJET ENDE ET DE LA THESE	227
ANNEXE N°2. FICHES TECHNIQUES DES COMPOSANTS DU BETON : CIMENT, SABLE, GRAVIERS, PLASTIFIANT.....	228
ANNEXE N°3. ANALYSE DETAILLEE DES COURBES DE REMONTEE DE LA PRESSION LORS D'UN ESSAI A LA CLOCHE SIMPLE MODIFIEE.....	230
ANNEXE N°4. RECOMMANDATION POUR LA DETERMINATION DU TERPE EXPERIMENTAL AVEC LE PERMEAMETRE CEMBUREAU.	235
ANNEXE N°5. APPROCHE DE CALCUL DES PERMEABILITES DE REFERENCE K_{AREF} ET K_I	236
ANNEXE N°6. APPLICATION DE L'EQUATION DE CALCUL DU TERPE SUR DES DONNEES DE LA LITTERATURE.....	244
ANNEXE N°7. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX DE MESURE DE LA PERMEABILITE	245
ANNEXE N°8. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX DU CND.....	247
ANNEXE N°9. CALCUL DES DEBITS DE FUITE (ANNEXE AU CHAPITRE 5).....	248

Annexe N°1. Suivi du conditionnement des éprouvettes du projet ENDE et de la thèse

Noms dalles	Historique du Sr : durées en jours Cure (Cure), Séchage (Sch) Homogénéisation eau (Hom)									
	Cure 1 (jrs)	Sr 0	Sch 1 (jrs)	Sr 1	Hom1 (jrs)	Cure 2 (jrs)	Sr 2	Sch2 (jrs)	Sr 3	Hom2 (jrs)
CODA	70	100%	111	21%	-	49	95%	16	49%	29
G1/1	322	100%	13	63%	16	-	-	-	-	-
G1/2	322	100%	13	63%	16	-	-	-	-	-
G1/3	235	100%	16	59%	29	-	-	-	-	-
G1/4	70	100%	77	27%	133	-	-	-	-	-
G1/5	70	100%	77	26%	133	-	-	-	-	-
G1/6	70	100%	77	25%	133	-	-	-	-	-
G1/7	70	100%	111	21%	-	49	99%	16	51%	29
G1/8	70	100%	111	21%	-	49	99%	16	51%	29
G1/9	70	100%	111	21%	-	362	99%	Inconnu	-	-
G2/1	107	100%	33	76%	-	48	96%	11	53%	175
G2/2	107	100%	33	48%	-	48	96%	11	51%	175
G2/3	107	100%	33	39%	-	48	96%	11	51%	175
G2/4	281	100%	13	60%	84	-	-	-	-	-
G2/5	285	100%	9	61%	63	-	-	-	-	-
G2/6	285	100%	9	61%	63	-	-	-	-	-
G2/7	285	100%	9	63%	63	-	-	-	-	-
G2/8	285	100%	9	63%	63	-	-	-	-	-
G2/9	285	100%	9	62%	63	-	-	-	-	-
G2/10	285	100%	9	62%	63	-	-	-	-	-
G2/11	285	100%	11	62%	61	-	-	-	-	-
G3/1	211	100%	26	62%	-	-	-	-	-	-
G3/2	211	100%	26	60%	-	-	-	-	-	-
G3/6	137	100%	16	55%	29	-	-	-	-	-
G3/7	211	100%	17	62%	93	-	-	-	-	-
G3/8	228	100%	11	62%	61	-	-	-	-	-
G3/9	228	100%	11	63%	61	-	-	-	-	-
G3/10	137	100%	16	56%	29	-	-	-	-	-
G3/11	228	100%	9	64%	63	-	-	-	-	-

Cur 1 = durée de cure après coulage ; Sr 0 : Sr théorique de sortie de cure 1 ainsi de suite.

Annexe N°2. Fiches techniques des composants du béton : ciment, sable, graviers, plastifiant Plastifiant


Construction

Notice produit
Edition Septembre 2015
Numéro 264
Version n° 2015-250
SIKAPLAST® TECHNO 80


SIKAPLAST® TECHNO 80

Plastifiant/Réducteur d'eau de nouvelle génération pour bétons prêts à l'emploi.

Conforme à la Norme NF EN 934-2




Présentation	Le SIKAPLAST® TECHNO 80 est un plastifiant réducteur d'eau non chloré, de nouvelle génération pour bétons prêts à l'emploi, qui se présente sous la forme d'un liquide jaune clair.
Domaines d'application	<p>SIKAPLAST® TECHNO 80 est un plastifiant/réducteur d'eau qui a été développé spécifiquement pour l'utilisation de granulats concassés dans les bétons de consistance S3 et S4. SIKAPLAST® TECHNO 80 confère aux bétons un bon maintien rhéologique (>1h30) sans effet retard sur les résistances initiales. SIKAPLAST® TECHNO 80 permet la fabrication de :</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ bétons de consistance S3 et S4, ■ bétons composés de sable et gravillon concassés, ■ bétons utilisant des eaux chargées, ■ bétons pompés sur longues distances. <p>SIKAPLAST® TECHNO 80 confère, pour des bétons S3 et S4, une consistance onctueuse permettant d'utiliser des granulats concassés.</p>
Caractères généraux	<p>Le SIKAPLAST® TECHNO 80 est un plastifiant réducteur d'eau qui confère au béton les propriétés suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ maintien prolongé de la rhéologie (> 1h30min), ■ haute réduction d'eau, ■ stabilité et homogénéité des bétons composés de sable et gravillon concassés ■ bonnes résistances initiales et finales, ■ bel aspect de parement au décoffrage.
Caractéristiques	
Aspect	Liquide jaune clair
Conditionnement	<ul style="list-style-type: none"> ■ Vrac ■ Conteneur perdu de 1000 litres ■ Fût de 220 kg
Stockage	A l'abri du gel. En cas de gel accidentel, le produit retrouve ses qualités d'origine une fois dégelé lentement et réhomogénéisé.
Conservation	12 mois dans son emballage d'origine intact



1
SIKAPLAST® TECHNO 80 12

Construction

Données techniques	
densité	1,055 ± 0,020
pH	4,5 ± 1,0
Teneur en ions Cl ⁻	≤ 0,1 %
Teneur en Na ₂ O Eq.	≤ 1,5 %
Extrait sec	23,5 ± 1,1 % (Méthode halogène selon NF 085) 24,0 ± 1,2 % (NF EN 480-8)
Conditions d'application	
Consommation / Dosage	Plage d'utilisation recommandée 0,1 à 3,0% du poids de liant ou du ciment selon la fluidité et les performances recherchées.
Mise en œuvre	Le SIKAPLAST® TECHNO 80 est ajouté, soit, en même temps que l'eau de gâchage, soit en différé dans le béton préalablement mouillé avec une fraction de l'eau de gâchage.
Précautions d'emploi	En cas de contact avec la peau, laver abondamment à l'eau. Consulter la fiche de données de sécurité accessible sur Internet www.sika.fr
Mentions légales	<p>Produit réservé à un usage strictement professionnel</p> <p>Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile.</p> <p>«Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application et à l'utilisation finale des produits SIKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expérience que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenablement stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou toute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande autre que la garantie légale contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute précision complémentaire. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans l'hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par ces tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus récente de la notice correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.»</p>



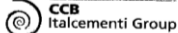
Sika France S.A.
84, rue Edouard Vaillant – BP 104
93551 Le Bourget Cedex

Tél. : 01 49 92 80 00
Fax : 01 49 92 80 21

Organisme de certification :
AFNOR CERTIFICATION
11, avenue Francis de Pressensé
93571 Saint-Denis La Plaine cedex
France

2
SIKAPLAST® TECHNO 80 22

Ciment



Grand-Roule 260
9-7530 Gaurain-Farvacennes
Tel: +32 (0)9 25 11 1
Fax: +32 (0)9 25 10 0

Version du : 02/09/2011
N° Certificat CE : 0965-CPD-02141

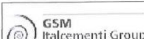
Fiche produit de Gaurain
CEM I 52.5 N CE CP2 NF

Table with 4 main sections: Caractéristiques physiques et mécaniques, Composition élémentaire (%), Caractéristiques des constituants, and Mouture. It includes various chemical and physical data points for the cement product.

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'analyses sont disponibles sur demande à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients.



Gravier 8/16



GSM Italcementi Group
IDFE

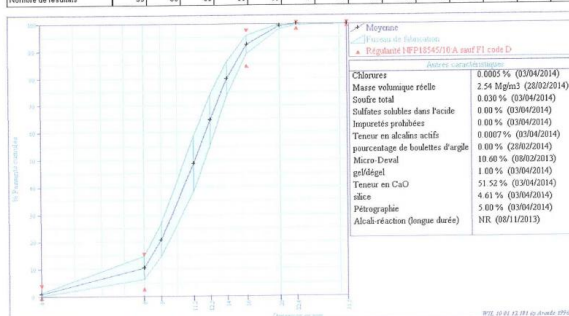
Fiche Technique de Produit
Équipement en béton prêt à l'emploi

8/16 roulé BALLOY

Producteur : Balloy
Pétrographie : Alluvionnaire silico-calcaire
Elaboration : Roulé
Utilisateur : EXTERNE

Table with 3 columns: Classe granulatoire (8, 16), Norme (NF P 18-545 Article 10), and Code (A sauf FI code D). It also includes a detailed table of sieve analysis results for various sieve sizes.

Table titled 'Partie informative Résultats de production' showing statistical data for different sieve sizes (4, 8, 9, 11.2, 12.5, 16, 20, 22.4, 31.5, f, WA24, LA, FI) across multiple samples.



Gravier 4/11



La Grande Paroisse
Lieu des Filles de France
77130 VARENNES SUR SEINE

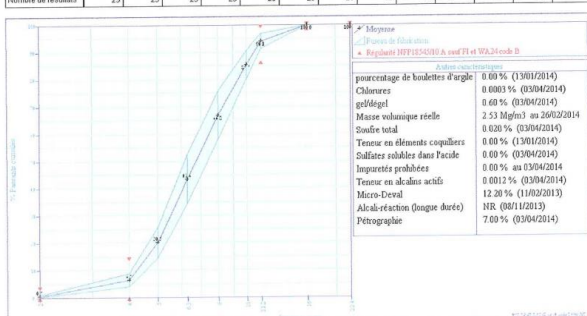
Fiche Technique de Produit
Équipement en béton prêt à l'emploi

4/11 roulé LGP1

Pétrographie : Alluvionnaire silico-calcaire
Elaboration : Roulé
Utilisateur : EXTERNE

Table with 3 columns: Classe granulatoire (4, 11.2), Norme (NF P 18-545 Article 10), and Code (A sauf FI et WA24 code B). Includes sieve analysis results table.

Table titled 'Partie informative Résultats de production' showing statistical data for sieve sizes (2, 4, 5, 6.3, 8, 10, 11.2, 16, 22.4, FI, LA, f, WA24).



Sable



La Grande Paroisse
Lieu des Filles de France
77130 VARENNES SUR SEINE

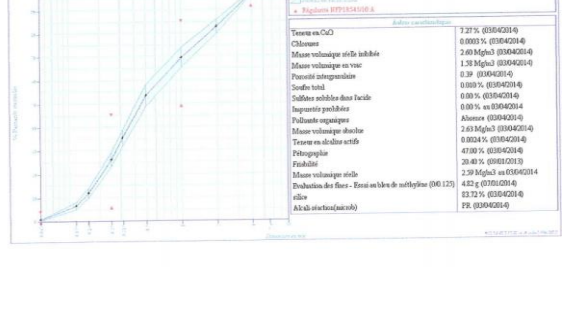
Fiche Technique de Produit
Équipement en béton prêt à l'emploi

0/4 Reconstitué mixte LGP1

Pétrographie : Alluv. silico-calcaire + chailles
Elaboration : Roulé
Utilisateur : EXTERNE

Table with 3 columns: Classe granulatoire (0, 4), Norme (NF P 18-545 Article 10), and Code (A). Includes sieve analysis results table.

Table titled 'Partie informative Résultats de production' showing statistical data for sieve sizes (0.063, 0.125, 0.16, 0.25, 0.315, 0.5, 1, 2, 4, 5.6, 8, SE(0.075), FM, WA24).



Annexe N°3. Analyse détaillée des courbes de remontée de la pression lors d'un essai à la cloche simple modifiée

(Annexe à la Section 2.4.6.3 du Chapitre 2)

Objectif de l'annexe N°3. Nous avons vu que pour calculer la perméabilité apparente en dépression avec la technique de la cloche simple, on pouvait utiliser l'équation suivante :

$$k_{ac} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} V_c \dot{P}_c \quad (\text{Eq. A.1})$$

Avec k_{ac} : perméabilité apparente à la cloche simple (m^2)

Il s'agit ici de proposer d'autres solutions incluant la solution exacte de cette équation différentielle et de les comparer à la solution présentée dans la section 2.4.6.3.

i) Calcul de la vitesse de remontée \dot{P}_c

Sur la Figure 2.14-a est représenté un profil type de remontée de pression dans la cloche.

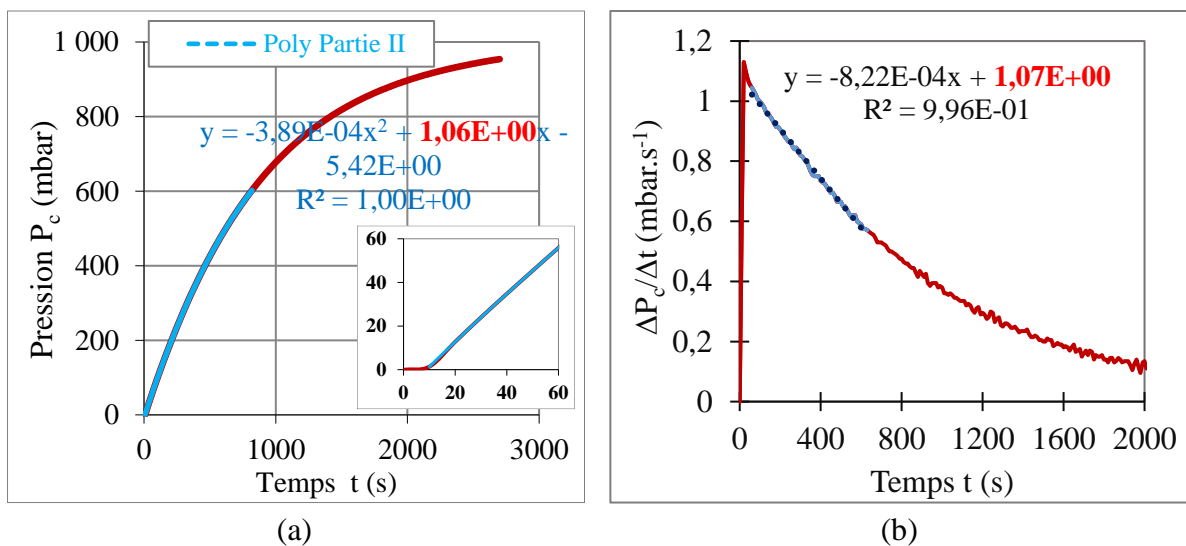


Figure A.1. Remontée de la pression $P_c(t)$ (a) et vitesse de remontée (b) sur une éprouvette

Globalement on distingue une remontée de pression en trois parties :

- Partie I : durant les premières secondes, la pression dans la cloche P_c semble nulle laissant croire qu'aucune particule d'air ne rentre dans la cloche. La vitesse de remontée est alors nulle (Figure 2.14b). Le système de mesure de la pression étant constitué de la cloche et de raccords, lorsque la pression dans la cloche P_{c0} tend vers zéro, des particules d'air sont retirées des parois de la cloche et des raccords. Lorsque la pompe est arrêtée, une partie des particules d'air sortant du béton sont d'abord adsorbées par ces parois, induisant de faibles variations de pressions lues sur le manomètre. Cette partie doit être identifiée et exclue de l'analyse de la remontée de pression puisqu'elle correspond à une vitesse de remontée nulle.
- Partie II : jusqu'à une certaine limite de pression dans la cloche (ici $P_c = 500$ mbars à $t = 600$ s), la vitesse de remontée a un profil linéaire. On peut alors conjecturer que la remontée est uniformément décélérée. C'est-à-dire qu'en faisant une analogie avec la cinématique des mouvements rectilignes uniformément décélérée, on peut écrire les équations qui gouvernent la remontée de la pression dans cette partie II :

$$P_c(t) = -\frac{1}{2}\ddot{P}_c t^2 + \dot{P}_{c0}t + P_{c0} \quad (\text{Eq. A.2})$$

$$\dot{P}_c(t) = \ddot{P}_c t + \dot{P}_{c0} \quad (\text{Eq. A.3})$$

Avec $-\ddot{P}_c$: décélération de la remontée de pression (Pa.s⁻²)

\dot{P}_{c0} : vitesse de remontée au début de la remontée de pression (Pa.s⁻¹)

$\dot{P}_c(t)$: profil linéaire de la vitesse de remontée de la pression (Pa.s⁻¹)

P_{c0} : pression initiale dans la cloche à $t = 0$ (Pa)

- Partie III : La pression dans la cloche P_c tend vers son asymptote horizontale qu'est la pression atmosphérique. Les courbes $P_c(t)$ au voisinage de cette asymptote sont identiques pour tous les échantillons. La variation de la pression lue sur le manomètre n'est donc plus représentative de l'échantillon testé. A ce moment de la remontée, le profil de pression dans la cloche s'est par ailleurs complètement éloigné de celui en régime permanent et l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille devient davantage discutable pour relier le flux gazeux à la perméabilité. Pour tous nos échantillons testés, cette partie intervient largement au-delà de $P_c = 500$ mbars (limite de pression normative).

En considérant la vitesse de remontée de la pression déterminée dans la Partie II, on déduit le flux gazeux sortant de l'échantillon :

$$P_c Q_{V_c} = V_c \dot{P}_c(t) = V_c (\ddot{P}_c t + \dot{P}_{c0}) \quad (\text{Eq. A.4})$$

ii) Nouvelles équations de calcul de la perméabilité à la cloche simple modifiée

En combinant l'équation de Hagen-Poiseuille (Eq. 2.24) à l'équation (Eq. 2.29) on obtient l'équation différentielle suivante :

$$k_{ac} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} V_c \dot{P}_c(t) \quad (\text{Eq. A.5})$$

Une première solution de cette équation différentielle est obtenue en considérant la vitesse de remontée donnée par la relation (Eq. A.4). On obtient la perméabilité apparente en fonction de la pression dans la cloche à tout instant t de la remontée par :

$$k_{ac} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_c^2)} V_c (\ddot{P}_c t + \dot{P}_{c0}) \quad (\text{Eq. A.6})$$

Une deuxième solution de l'équation différentielle (Eq. A.5) est obtenue en procédant par différences finies. On considère des paires d'intervalles de temps successifs $[t_{i-1}; t_i]$ et $[t_i; t_{i+1}]$ de largeurs dt petites et qui correspondent à des intervalles de pression respectifs $[P_{c_{i-1}}; P_{c_i}]$ et $[P_{c_i}; P_{c_{i+1}}]$. La vitesse de remontée dP_c/dt à l'instant t_i est :

$$\dot{P}_{c_i} = \frac{P_{c_{i+1}} - P_{c_i}}{t_{i+1} - t_i} \quad (\text{Eq. A.7})$$

En considérant la vitesse donnée par la relation (Eq. A.7), à tout instant t_i , on a :

$$k_{ac_i} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_{c_i}^2)} V_c \frac{P_{c_{i+1}} - P_{c_{i-1}}}{t_{i+1} - t_{i-1}} \quad (\text{Eq. A.8})$$

Avec k_{ac_i} : perméabilité à la cloche correspondant à la pression P_{c_i} (c-à-d au temps t_i)

Une troisième solution ou plutôt la solution de référence de l'équation différentielle (Eq. A.5) est obtenue en la résolvant. Pour cela on la réécrit comme suit :

$$\frac{dP_c}{P_a^2 - P_c^2} = k_{ac} \frac{A}{2\mu LV_c} dt \quad (\text{Eq. A.9})$$

En intégrant l'équation (Eq. A.9) sur des intervalles de temps de largeur dt petit on obtient :

$$\ln\left(\frac{P_a + P_c}{P_a - P_c}\right) = Wt + cste \quad (\text{Eq. A.10})$$

$$W = k_{ac} \frac{AP_a}{\mu LV_c} \quad (\text{Eq. A.11})$$

L'équation (Eq. A.10) indique que la fonction $\ln(2P_m/\Delta P)$ est une droite dont la pente W est un facteur de la perméabilité apparente k_{ac} (Eq. A.11).

Sur des intervalles $[t_i; t_{i+1}]$ de largeur dt petit, on en déduit une solution précise de l'équation différentielle (Eq. A.5) :

$$k_{ac_i} = \frac{\mu LV_c}{AP_a} \frac{1}{t_{i+1} - t_i} \ln\left(\frac{P_a + P_{c_{i+1}}}{P_a - P_{c_{i+1}}} \frac{P_a - P_{c_i}}{P_a + P_{c_i}}\right) \quad (\text{Eq. A.12})$$

Avec k_{ac_i} : perméabilité à la cloche correspondant à la pression P_{c_i}

Maintenant que nous disposons des nouvelles équations de calcul de la perméabilité à la cloche simple modifiée, nous appliquons ces solutions (Eq. A.6) (Eq. A.8) et (Eq. A.12) sur un échantillon afin de conclure sur l'approche retenue dans cette étude.

iii) Equations de calcul de la perméabilité k_{ac} à la cloche simple modifiée retenue

On considère l'échantillon 00G7-s2 dont la remontée de pression est donnée par la Figure 2.14. Les résultats (Figure A.2) sont obtenus en considérant l'intégralité de la courbe $P_c(t)$.

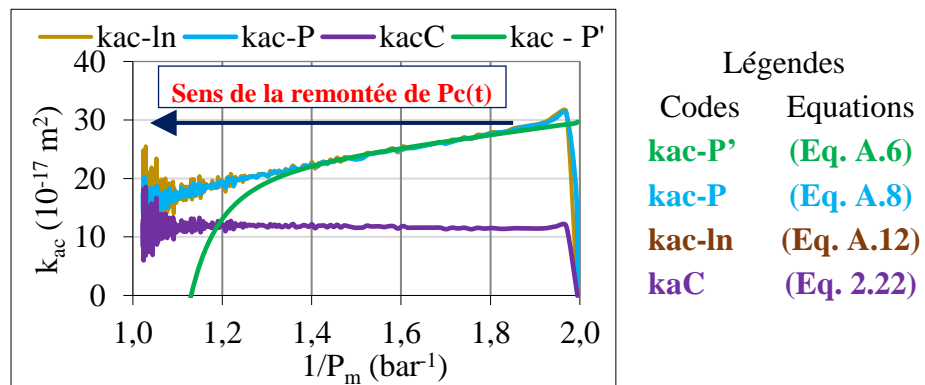


Figure A.2. Comparaison des équations (Eq. A.6), (Eq. A.8) et (Eq. A.12)

On peut remarquer que :

- La Partie I de la courbes $P_c(t)$ induit de faibles perméabilités puis de fortes perméabilités avant de s'uniformiser suivant une droite lorsqu'on se situe rigoureusement dans la Partie II de $P_c(t)$. Cela est observé pour toutes les équations à l'exception de (Eq. A.6). Pour P_{c0} supérieur à 0,5 mbar, ces faibles perméabilités ne sont observées que durant le premier intervalle de largeur dt après arrêt de la pompe
- La partie III de la courbe $P_c(t)$ est lisible ici par la dispersion observée dans k_{ac} lorsque P_c tend vers la pression atmosphérique correspondant à $1/P_m \rightarrow 1 \text{ bar}^{-1}$.

- Les valeurs approchées (Eq. A.8) et (Eq. A.6) sont quasi identique à la valeur de référence (Eq. A.12) sur tout le domaine de P_c avec un saut en début de remontée où la relation (Eq. A.6) diverge un peu des deux autres : elle est peu impactée par la Partie I de la courbe $P_c(t)$ et c'est pour cela que nous la considérerons.
- L'ensemble de ces résultats semble avoir l'avantage de mettre en évidence l'effet de Klinkenberg variable au cours de l'essai et donc d'introduire la notion de perméabilité intrinsèque.

À la vue de ces analyses, nous avons considéré dans le Chapitre 2 seulement les solutions exprimées par les équations (Eq. A.6) et (Eq. A.8). Plus particulièrement nous avons retenu la perméabilité k_{ac0} correspondant à la pression initiale dans la cloche P_{c0} à $t = 0$ s ; soit donc :

$$k_{ac0} = \frac{2\mu L}{A(P_a^2 - P_{c0}^2)} V_c \dot{P}_{c0} \quad (\text{Eq. A.13})$$

Avec k_{ac0} : perméabilité apparente à la cloche pour un gradient de pression $P_a - P_{c0}$;

$V_c \dot{P}_{c0}$: flux gazeux en début de remontée de la pression ($\text{Pa.m}^3.\text{s}^{-1}$)

\dot{P}_{c0} : vitesse de remontée de la pression à $t = 0$ s (Pa.s^{-1}).

Ce choix va dans le sens de l'objectif de notre étude qui est de déterminer une perméabilité caractéristique et non plusieurs valeurs de perméabilités. En plus cette perméabilité est la plus significative puisqu'à $t = 0$ s (ou à $t = 10$ s) le régime de débit est permanent ce qui a permis l'utilisation de la relation de Hagen-Poiseuille.

Pour finir l'analyse de la Figure A.2, nous avons ajouté les résultats obtenus à partir de l'équation proposée par Čalogović (Eq. 2.22). Elle donne des résultats différents de celles obtenues ici. Cependant, le rapport k_{ac}/k_{ac} varie de 0 à 0,7. Ce rapport semble correspondre à l'évolution du facteur de compressibilité sur le côté sortie du béton (dans la cloche) en fonction de P_c qui est théoriquement compris entre 0 et 2/3. Ce facteur étant pris égal à 1 dans l'approche de Čalogović, il peut expliquer la différence entre les valeurs de perméabilité k_{ac} et k_{ac} . Ce constant est représentatif de l'ensemble des résultats. Dans la section des résultats (section 2.6), nous ne mentionnerons donc plus les résultats obtenus avec l'approche de Čalogović.

Dans la section 2.4.6, nous avons développé plusieurs approches de calcul des perméabilités apparentes en dépression à partir des courbes de remontées de pression de la cloche simple modifiée. Nous avons finalement décidé de ne considérer que la perméabilité apparente k_{ac0} correspondant à la pression initiale dans la cloche P_{c0} en début de remontée de la pression. Ce choix est renforcé quand on considère que la régression linéaire $k_{ac}(1/P_{mV})$ est insignifiante. Nous présentons alors les perméabilités apparentes à la cloche simple modifiée k_{ac0} calculées à partir de l'équation (Eq. A.13).

Pour cela, nous avons besoin de déterminer la vitesse initiale de remontée de la pression \dot{P}_{c0} . Nous présentons maintenant trois approches qui doivent aboutir aux mêmes résultats si les courbes de remontée ne présentent pas d'irrégularités (présence de fuite par exemple).

Détermination de la vitesse initiale de remontée \dot{P}_{c0}

On a vu que le système de mesure peut influencer la vitesse initiale de remontée de la pression : pression dans la cloche proche de zéro, mauvaise synchronisation entre l'arrêt de la pompe et la fermeture de la vanne de contrôle de pression. Afin de s'assurer de déterminer une valeur de \dot{P}_{c0} indépendante de l'expérimentateur, trois méthodes simples sont proposées :

- (m1) On applique la relation (Eq. A.7) à des paires d'intervalles successives de largeur Δt égale à 2 s (Figure A.3a). On obtient des paliers décroissants de la vitesse \dot{P}_{c0} . Le premier palier de vitesse correspond à la partie I de $P_c(t)$. Ce palier est réduit lorsque P_{c0} très supérieur à 0 mbar. En l'excluant, \dot{P}_{c0} est la moyenne sur les 60 premières secondes.
- (m2) A partir d'un seuil de pas de temps (ici $\Delta t = 10$ s) on remarque que la même relation (Eq. A.7) conduit cette fois ci au profil linéaire de la vitesse de remontée (Figure A.3b). La vitesse initiale à considérer est l'ordonnée à l'origine de ce profil de vitesse linéaire.
- (m2) En considérant la courbe de remontée sur $[P_{c0} ; 500 \text{ mbars}]$ (Figure A.3c), On peut relever la vitesse de remontée comme étant le coefficient du monôme de degré 1 du polynôme de tendance de degré 2 de la courbe $P_c(t)$.

Si ces trois méthodes ne conduisent pas aux mêmes valeurs avec une différence limitée à 1%, alors les courbes $P_c(t)$ sont potentiellement entachées d'irrégularités (présence de fuite dans le système) et l'essai doit être repris.

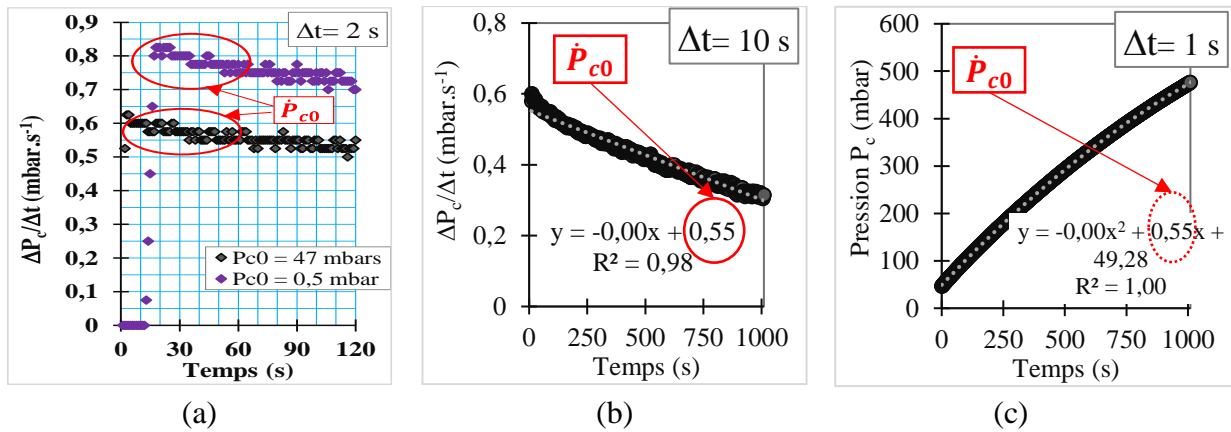


Figure A.3. Détermination de la vitesse initiale de remontée \dot{P}_{c0} sur 00G4/2

Calcul de k_{ac0} pour différentes valeurs de pression initiale dans la cloche P_{c0}

Les graphiques de la Figure 2.21 sont les résultats obtenus sur trois éprouvettes de notre étude. On les compare aux perméabilités obtenues en régime permanent à la double cloche. Pour toutes les pressions initiales, k_{ac0} et k_{ad} sont sensiblement égales (attention à l'échelle des figures). L'écart observé semble indépendant de P_{c0} et il varie entre 1,11 et 1,25 pour l'ensemble des éprouvettes testées.

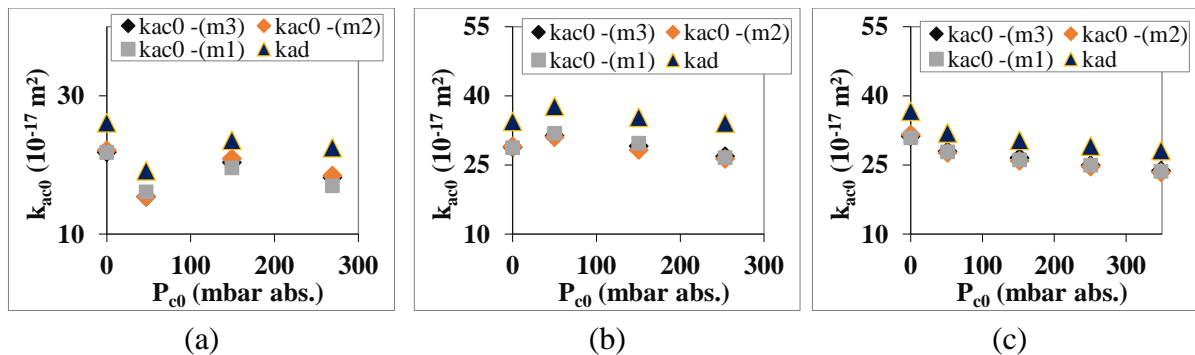


Figure A.4. Evolution de k_{ac0} en fonction de la pression initiale dans la cloche P_{c0}

Annexe N°4. Recommandation pour la détermination du TERPE expérimental avec le perméamètre Cembureau.

(Annexe à la Section 2.7.2 du Chapitre 2)

Objectif de l'annexe : Il s'agit de suivre le débit d'air à travers le matériau en fonction du temps et d'en déduire le TERPE pour une meilleure estimation de la porosité accessible à partir de l'équation théorique (Eq. 2.52).

Dans le cadre de la thèse ENDE-LMDC, nous avons effectué plus de 1120 mesures de débits volumique d'air avec le perméamètre Cembureau. Les recommandations suivantes présentées en cinq étapes sont inspirées du retour d'expérience de l'ensemble de nos mesures. Il est important de les suivre surtout si l'expérimentateur désire avoir un TERPE correcte.

Note : Les recommandations normatives (Norme XP P18-463, 1999) doivent être suivies.

Etape 1. Mise en place des éprouvettes dans la cellule de mesure du perméamètre Cembureau

Etape 2. Application de la pression de confinement 9 bars absolue pour une pression d'essai maximale de 6 bars.

Attention : Lors de la mise en place de la pression de confinement, il y a des surpressions aux deux faces de l'éprouvettes. Ces surpressions ont pu être observées avec un manomètre et peuvent conduire à modifier les conditions initiales de l'essai : tous les pores du matériau doivent être à la pression atmosphérique. Pour éviter cela, l'entrée et la sortie de la cellule doivent être connectées à la pression atmosphérique durant la mise en place de la pression de confinement. A cette étape, il faut éviter de connecter la cellule au débitmètre qui peut être endommagé par ces surpressions.

Attendre 5 min ensuite avant de lancer la mesure. Pendant ces 5 minutes, il faut paramétrer l'acquisition automatique des débits. Choisir un pas de temps égal à 5 secondes.

Etape 3. Cinq minutes après la mise en pression de confinement, on applique la pression de percolation égale à 2 bars absolue (ou une pression au choix) comme suit : régler d'abord la pression de 2 bars sur le panel de contrôle avant de connecter le raccord à la cellule de mesure.

Etape 4. Exécuter dans cet ordre :

Ouvrir le débitmètre de grande capacité - Lancer le logiciel d'acquisition du débit - Connecter le raccord d'application de la pression et noter l'heure - Attendre 30 secondes puis ouvrir le débitmètre correspondant à la gamme de débit à mesurer - Relever manuellement le débit chaque 5 min, et noter le temps à partir duquel le débit n'augmente plus de 0,05% - Attendre 5 minutes supplémentaires à partir de ce moment - Arrêter l'acquisition du débit et l'essai.

Astuce : Il faut avoir une idée de la gamme de débitmètre à utiliser pour éviter de changer de débitmètre durant l'acquisition.

Etape 5. Traitement des données.

Relever le débit en régime permanent Q_V : ce débit est la moyenne des débits sur les deux dernières minutes de l'acquisition.

Déterminer le TERPE : calculer 99,95% Q_V et relever le temps auquel le débit est égal pour la première fois à 99,95%. Q_V .

Annexe N°5. Approche de calcul des perméabilités de référence k_{aref} et k_i *(Annexe à la Section 2.6.2 du Chapitre 2)*

Objectif de l'annexe. Déterminer la perméabilité apparente en régime permanent à 2 bars k_{aref} et la perméabilité intrinsèque k_i à partir d'une valeur de perméabilité apparente à une pression donnée (en dépression comme en surpression).

Contexte du calcul. Nous avons vu qu'il était possible à partir des perméamètres à charge variable TTP, de la cloche simple normale, de la cloche simple modifiée de déterminer une perméabilité apparente en dépression comparable à celle obtenue à la double cloche. Nous proposons alors une approche qui permet de calculer k_{aref} et k_i à partir d'une valeur de perméabilité donnée en dépression (double cloche, cloche simple ou TPT).

Démarche. Pour établir cette approche, nous utiliserons les valeurs expérimentales à la double cloche et au Cembureau pour calculer les coefficients expérimentaux.

L'approche comprend trois étapes de calculs : calcul de la dimension caractéristique du réseau poreux à partir d'une valeur de perméabilité apparente à la double cloche (étape 1), calcul du coefficient de glissement b_K de Klinkenberg à partir de ce rayon caractéristique (étape 2) et calcul des perméabilités comparables aux perméabilités apparentes k_{aref} et intrinsèque k_i obtenues avec le perméamètre Cembureau à partir de ce coefficient de glissement (Etape 3)

Etape 1 : Calcul de la dimension caractéristique du réseau poreux du béton r

De nombreux auteurs ont montré la corrélation entre la perméabilité d'un matériau poreux et un rayon équivalent de percolation caractéristique du réseau poreux (Aguilera 2002; Florence et al. 2007; Heid et al. 1950; Katsube 2010; Kolodzie Jr 1980; Paterson 1983; Perez-Rosales 1982; Ziarani and Aguilera 2012). Ce rayon peut être déterminé expérimentalement par intrusion mercure ou théoriquement (modèle des capillaires). L'approche proposée dans cette partie s'inspire de ces analyses notamment de celle reprise par Florence *et al.* (2007).

Pour déterminer le rayon r caractéristique du réseau à partir de k_{ad} , nous proposons une approche basée sur la confrontation entre un réseau poreux établi sur un modèle de capillaire parallèle et un modèle à capillaire distribué de façon aléatoire (modèle de Saffman).

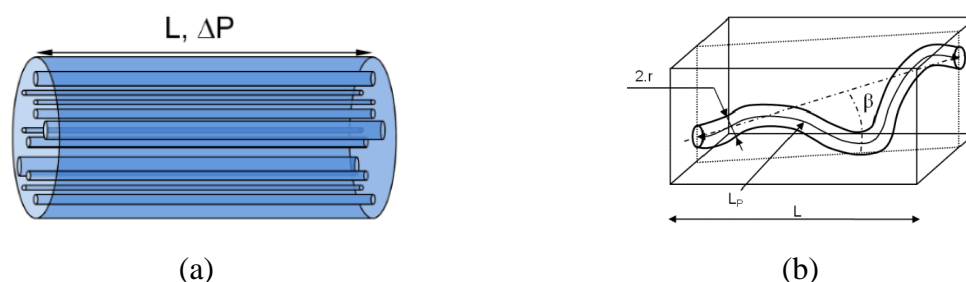


Figure A.5. Modèle de capillaires parallèles (a), aléatoire non-parallèles (b) (Malvault, 2013)

A l'échelle du réseau capillaire, il est établi que (Klinkenberg, 1941):

$$Q_V = \frac{n\pi r^4}{8\mu} \frac{\Delta P}{L_P} \frac{P_m}{P} \left(1 + \frac{4c\lambda}{r}\right) \quad (\text{Eq. A.14})$$

Avec L_P : longueur des pores supposée égale à la longueur effectivement parcourue par les molécules du gaz, n - nombre de capillaires

A l'échelle du matériau il est établi que (Klinkenberg, 1941):

$$Q_V = \frac{k_i}{\mu} (\pi R_0^2) \frac{\Delta P}{L} \frac{P_m}{P} \left(1 + \frac{4c\lambda}{r}\right) \quad (\text{Eq. A.15})$$

Avec πR_0^2 : section apparente de l'échantillon cylindrique

L : longueur apparente de l'échantillon

Les deux équations précédentes conduisent à la perméabilité intrinsèque :

$$k_i = \frac{r^2}{8} \left(n \frac{r^2}{R_0^2} \right) \left(\frac{L_P}{L} \right)^{-1} \quad (\text{Eq. A.16})$$

Or la quantité $\left(n \frac{r^2}{R_0^2} \right)$ peut être déterminée en fonction de la porosité du matériau :

$$\phi = \frac{\text{volume vide}}{\text{volume apparent}} = \frac{n\pi r^2 L_P}{\pi R_0^2 L} = \left(n \frac{r^2}{R_0^2} \right) \frac{L_P}{L} \quad (\text{Eq. A.17})$$

Avec πR_0^2 : section apparente de l'échantillon cylindrique

En combinant les deux équations précédentes, on obtient :

$$k_i = \frac{\phi}{(L_P/L)^2} \frac{r^2}{8} = \frac{\phi}{\tau} \frac{r^2}{8} \quad (\text{Eq. A.18})$$

Dans la relation précédente, τ est le facteur de tortuosité tel que :

$$\tau = (L_P/L)^2 \quad (\text{Eq. A.19})$$

Cette définition du facteur de tortuosité ne fait pas l'unanimité dans la littérature. On lit que τ vaut L_P/L ou $(L_P/L)^2$. Cependant, la confusion semble venir de la désignation. Nous pensons que chacun des facteurs L_P/L et $(L_P/L)^2$ « désigne » la tortuosité. Ainsi, si on considère L_P/L comme tortuosité, alors la quantité ϕ/τ de (Eq. A.18) devrait être ϕ/τ^2 (Elkey et Sellevold, 1995, 1995; Katsube, 2010; Paterson, 1983; Perez-Rosales, 1982). Cependant certains auteurs soutiennent que ce facteur ϕ/τ vaut $\phi/(L_P/L)$ (Wyllie and Witte 1956). Paterson explique que Whyllie *et al.* ont dû se tromper, et il établit à partir d'une approche différente de la nôtre que le facteur ϕ/τ vaut bien $\phi/(L_P/L)^2$ (Paterson, 1983), un point de vue que nous partageons.

A partir des deux relations précédentes, on déduit que le rayon r du capillaire caractéristique du réseau poreux est donné par la relation :

$$r = 2\sqrt{2} \sqrt{\tau} \left(\frac{k_i}{\phi} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.20})$$

Avec : r en m si k_i en m^2

La valeur de τ dépend du modèle des capillaires considérés : $\tau = 1$ pour le modèle des capillaires parallèles et $\tau > 1$ pour le modèle des capillaires orientés aléatoirement.

Choisir une valeur fixe de tortuosité peut paraître discutable. En effet, en choisissant une valeur fixe du facteur de tortuosité, on admet que l'ensemble des matériaux présentent le même facteur de tortuosité. On peut également penser que la présence d'eau dans les matériaux ne conduit

pas à une augmentation de sa tortuosité. Cependant, en considérant le modèle des capillaires aléatoires, le facteur $1/\tau$ est généralement pris égale à $1/3$ pour les matériaux cimentaires (Klinkenberg, 1941; Malvault, 2013). Nous considèrerons alors dans cette étude : $\tau = 3$. Ainsi la relation (Eq. A.20) conduit à une valeur théorique du rayon du capillaire caractéristique du réseau poreux, nous le notons r_T .

$$r_T = 2\sqrt{6} \left(\frac{k_i}{\phi} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.21})$$

Note. Pour $\tau = 1$, la relation (Eq. A.20) correspond au modèle repris par Florence et al (2007).

Maintenant, nous allons intégrer k_{ad} dans la relation précédente. Pour cela, on utilise la régression linéaire de Klinkenberg obtenue expérimentalement au Cembureau ($k_a = k_i \cdot F_{Kl}$, avec F_{Kl} facteur correctif de Klinkenberg). On désigne par k_{adT} la perméabilité apparente théorique en dépression telle que définie par la relation suivante et illustrée sur la Figure A.6.

$$k_{adT} = c_{Ed} k_{ad} \quad (\text{Eq. A.22})$$

Avec c_{Ed} : constante expérimentale fictive

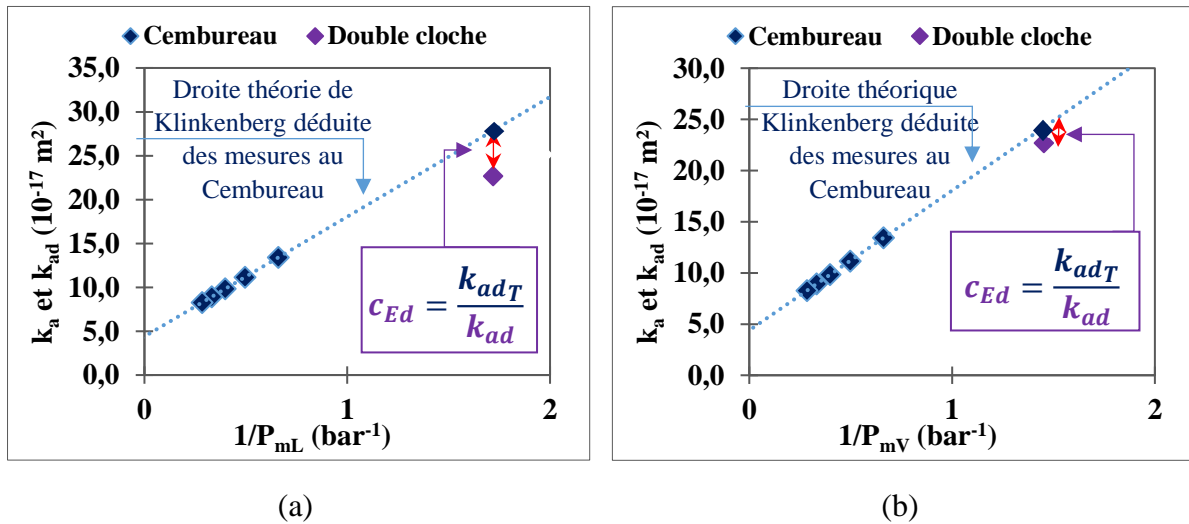


Figure A.6. Définition du coefficient expérimentale de translation c_{Ed} relatif à la double cloche pour $P_{mL} = (P_1 + P_2)/2$ (a) et pour P_{mv} (b)

Indépendamment du profil de pression (linéaire ou le vrai profil) considéré dans le béton en régime permanent, il est possible de positionner les perméabilités k_{ad} (et donc les perméabilités k_{ac0} et k_{aT0}) sur la régression $k_a(1/P_m)$ au moyen du coefficient C_{Ed} pour une pression de vide inférieur à 250 mbars. Ce coefficient est très voisin de 1 quand on considère le vrai profil de pression en régime permanent avec P_{mv} . La variation de ce coefficient n'a aucun impact sur l'approche développée ici. Il sert d'illustration et permet de considérer la régression de Klinkenberg en dépression essentiellement imaginaire et donc d'écrire :

$$k_i = k_{adT} F_{Kl}^{-1} \quad (\text{Eq. A.23})$$

Avec : k_i déterminée à partir de la régression linéaire $k_a(1/P_{mv}$ ou $1/P_{mL})$ au Cembureau
La relation (Eq. A.21) devient alors :

$$r_T = 2\sqrt{6} \left(\frac{1}{F_{Kl}} \right)^{0.5} \left(\frac{k_{adT}}{\emptyset} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.24})$$

Avec k_{adT} : perméabilité apparente théorique en dépression (voir Figure A.6)

En remplaçant k_{adT} par $c_{Ed} k_{ad}$ dans la relation précédente, on obtient :

$$r_T = C_T \left(\frac{k_{ad}}{\emptyset} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.25})$$

$$C_T = 2\sqrt{6} (F_{Kl})^{-0.5} (c_{Ed})^{0.5} \quad (\text{Eq. A.26})$$

Avec r_T : rayon théorique (m) ; k_{ad} en m^2 ;

C_T : constante adimensionnelle théorique

Pour passer d'une perméabilité mesurée en dépression (double cloche, cloche simple, TPT) à une perméabilité mesurée en surpression au Cembureau, il est nécessaire de connaître le coefficient C_T . Nous déterminons une valeur expérimentale de C_T à partir des résultats d'essais sur 72 mesures effectuées sur la gâchée G7 à différents états de saturation pour une dépression d'entrée P_1 inférieure à 250 mbars, on obtient :

- Le facteur c_{Ed} varie entre 1,02 et 1,33 si l'on considère P_{mL} ; ainsi $(c_{Ed})^{0.5}$ varie entre 1,15 et 1,01 ; la moyenne des 72 valeurs est environ 1,09 avec un écart type de 0,01. En considérant P_{mV} , ce coefficient est très voisin de 1. On peut donc considérer $(c_{Ed})^{0.5}$ égale à l'unité.
- On calcule le facteur F_{Kl} en divisant k_{ad} par k_i . Ce facteur F_{Kl} varie entre 2,5 et 10,0 ; ainsi $(F_{Kl})^{-0.5}$ varie entre 0,64 et 0,32 ; on convient d'en prendre la moyenne des 72 valeurs soit environ 0,47 avec un écart-type moyen d'environ 11% la moyenne.

La valeur moyenne expérimentale de $(F_{Kl})^{-0.5}$ égale à 0,47 est cohérente avec la littérature qui établit qu'en dépression, du fait de faibles gradients pression, le débit apparent est moyenne deux fois plus grand que le débit moléculaire notamment lorsque $Kn > 1$ (Hoffman *et al.*, 1997).

On calcule ainsi une valeur approchée du coefficient adimensionnel C_T soit $2\sqrt{6} \times 0,47 \times 1,00 \cong 2,30$ et on établit dans ce cas que le rayon caractéristique r peut être approché par la relation :

$$r_A = 2,30 \left(\frac{k_{ad}}{\emptyset} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.27})$$

Avec r_A valeur approchée du rayon caractéristique (r en m si k_{ad} en m^2).

Dans la littérature, plusieurs auteurs proposent des modèles expérimentaux afin de calculer le rayon caractéristique des pores (Aguilera, 2002; Florence *et al.*, 2007; Heid *et al.*, 1950; Katsube, 2010; Kolodzie Jr, 1980; Paterson, 1983; Perez-Rosales, 1982; Ziarani et Aguilera, 2012). On peut citer les approches de Windland (référéncé par Kolodzie (1980)) (Eq. A.28) et celle d'Aguilera (2002) (Eq. A.29) :

$$r = 5,395 \left(\frac{k_i^{0.588}}{(100\emptyset)^{0.864}} \right) \quad (\text{Eq. A.28})$$

$$r = 2,665 (k_i/100\emptyset)^{0.45} \quad (\text{Eq. A.29})$$

Avec r en μm , rayon moyen des pores par intrusion mercure ou rayon caractéristique

On représente sur les graphiques de la Figure A.7 les calculs du rayon caractéristique théorique (Eq. A.21), du rayon approché (Eq. A.27), du rayon selon les modèles de Windland (Eq. A.28) et d'Aguilera (Eq. A.29). La valeur de k_i est déterminée à partir des valeurs k_a du Cembureau. Est considérée comme valeur expérimentale de r et noté r_E la valeur déduite de la relation de Klinkenberg (1941) :

$$r_E = \frac{4c\lambda P_m}{b_K} \quad (\text{Eq. A.30})$$

$$b_K = \frac{\text{Pente}[k_a(1/P_{mv})]}{\text{Ordonnée à l'origine}[k_a(1/P_{mv})]} = \frac{k_a}{k_i} - 1 \quad (\text{Eq. A.31})$$

Avec b_K : coefficient de glissement déterminé expérimentalement au Cembureau

Pour l'air, on a $4c\lambda P_m = 2,68 \times 10^{-7} \text{ m.bar}$ (O'Hanlon, 2005).

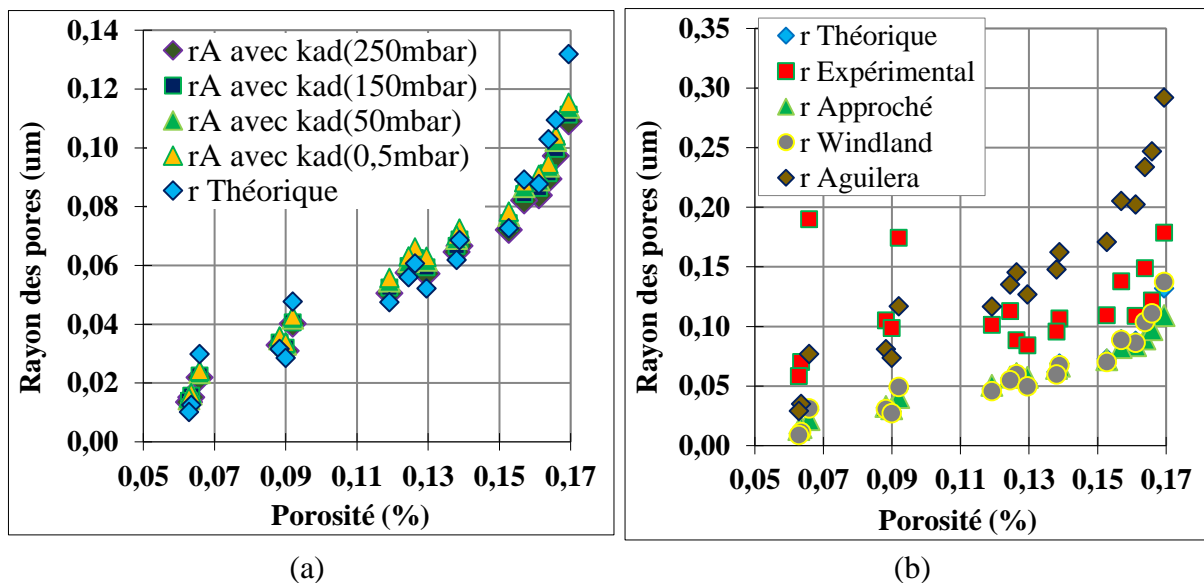


Figure A.7. Rayons calculés pour différentes k_{ad} (a) et rayons de différents modèles (b)

Sur la Figure A.7a, on relève que le modèle proposé (Eq. A.27) pour calculer r est indépendant de la perméabilité expérimentale k_{ad} considérée pour des pressions initiales dans la cloche inférieures à 250 mbars. De même, les valeurs de r_A du modèle concordent avec celles du rayon théorique.

Sur la Figure A.7b, on relève que :

- Le rayon expérimental diverge de tous les modèles quand on considère la vraie pression moyenne P_{mv} . Dans l'équation (Eq. A.30), il est possible que la relation empirique $4c\lambda P_m = 2,68 \times 10^{-7} \text{ m.bar}$ ne soit pas toujours vérifiée.
- Le modèle de Windland (Eq. A.28) qui est un modèle empirique entre la perméabilité intrinsèque et la porosité concorde parfaitement avec le modèle que nous proposons qui lie la perméabilité apparente et la porosité (Eq. A.27).
- Le modèle d'Aguilera est éloigné des autres modèles.

Au vu de l'ensemble de ces observations, on peut considérer le modèle proposé (Eq. A.27) pour calculer une valeur approchée du rayon caractéristique dans la suite.

Etape 2 : Calcul du coefficient de glissement b_K

On déduit une valeur théorique de b_K en combinant l'équation (Eq. A.30) et celle du rayon caractéristique théorique (Eq. A.21).

$$b_{KT} = \frac{2,68 \times 10^{-7}}{2\sqrt{6} (k_i/\phi)^{0,5}} \quad (\text{Eq. A.32})$$

$$b_{KT} = 5,47 \cdot 10^{-8} (k_i/\phi)^{-0,5} \quad (\text{Eq. A.33})$$

Avec b_K en bar et k_i en m^2 ,

La constante théorique $5,47 \cdot 10^{-8}$ est en $\text{m} \cdot \text{bar}$. Elle ne dépend que du gaz.

De même, l'équation (Eq. A.30) et l'équation du rayon approchée (Eq. A.27) conduisent à la valeur approchée b_{KA} du coefficient de glissement à partir de k_{ad} .

$$b_{KA} = \frac{2,68 \times 10^{-7}}{2,3 \sqrt{\frac{k_{ad}}{\phi}}} \quad (\text{Eq. A.34})$$

$$b_{KA} = 1,17 \cdot 10^{-7} (\phi/k_{ad})^{0,5} \quad (\text{Eq. A.35})$$

Avec b_{KA} coefficient de glissement de Klinkenberg approché en bar et k_{ad} en m^2 .

L'unité de la constante $1,14 \times 10^{-7}$ est $\text{m} \cdot \text{bar}$.

Dans la littérature, plusieurs auteurs proposent des modèles expérimentaux afin de calculer le coefficient de glissement, on peut citer les approches de Heid (Eq. A.36) et de Jones et Owens (Eq. A.37) référencés par Ziarani et Aguilera (2012).

$$b_K = 11,419 k_i^{-0,39} \quad (\text{Eq. A.36})$$

$$b_K = 12,639 k_i^{-0,33} \quad (\text{Eq. A.37})$$

Avec k_i en md et b_K en psi. (1 psi = 0,0689476 bar)

On représente (Figure A.8) les coefficients de Klinkenberg expérimentaux b_{KE} (Eq. A.31), théorique b_{KT} (Eq. A.33), approché b_{KA} (Eq. A.35) et ceux des deux modèles ci-dessus.

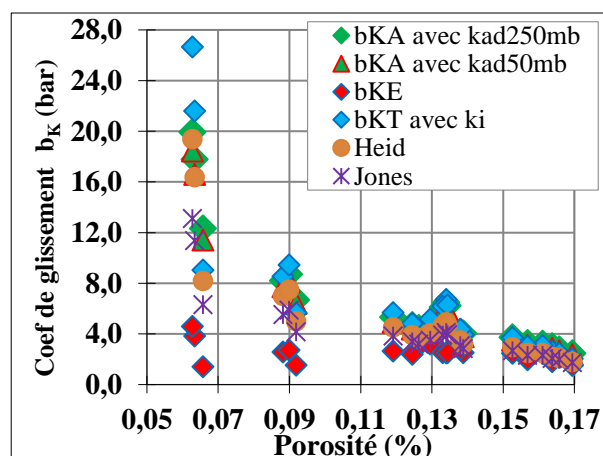


Figure A.8. Coefficient de glissement b_K théorique, expérimentaux et estimés

- Les coefficients de glissement approchés à partir de $k_{ad}(250\text{mbar})$ et de $k_{ad}(50\text{mbar})$ sont équivalents. Il en est de même pour b_{KA} à partir de $k_{ad}(150\text{mbar})$ et $k_{ad}(0,5\text{mbar})$,
- Les coefficients b_{KA} concordent avec la théorie.
- Les coefficients de glissement expérimentaux b_{KE} dévient de l'ensemble pour de très faibles porosités. Les limites de la définition du rayon caractéristique due à la porométrie

non maîtrisée du matériau ou à la tortuosité ou encore la constructivité des pores sont des hypothèses pour expliquer ce résultat.

On remarque que b_{KT} augmente avec la porosité. Théoriquement, lorsque le rayon r diminue, le coefficient de glissement b_K augmente (Eq. A.30). Ce résultat contredit celui de Abbas et al (1999) qui ont établi une régression linéaire croissante avec le degré de saturation décroissant donc avec la porosité croissante. Mais il n'est pas possible d'établir une évolution d'office de b_K en fonction de la saturation ou de la porosité accessible au gaz. Tout dépend de la géométrie des pores que le rayon r est parfois insuffisant à caractériser.

- Le modèle que nous proposons concorde avec les modèles de la littérature, nous pouvons donc retenir la valeur approché b_{KA} de la relation (Eq. A.35).

Étape 3 : Calcul de k_{aref} et k_i comparables à ceux obtenues par le Cembureau

A partir de la relation théorique (Eq. A.33), on déduit la valeur théorique de k_i :

$$k_i = \phi (5,47 \cdot 10^{-8} / b_K)^2 \quad (\text{Eq. A.38})$$

Avec k_i en m^2 ; b_K valeur approchée du coefficient de glissement en m.bar

A partir d'une valeur approchée de b_K , on peut alors déduire une valeur approchée de la perméabilité intrinsèque k_i , nous la notons alors k_{iA} :

$$k_{iA} = \phi (5,47 \cdot 10^{-8} / b_{KA})^2 \quad (\text{Eq. A.39})$$

Avec k_{iA} en m^2 ; b_{KA} valeur approchée du coefficient de glissement en (bar)

Pour calculer k_{aref} , on peut utiliser la relation suivante :

$$k_a = \left[\left(1 + \frac{b_K}{P_m} \right) \left(1 + \frac{b_K}{P_{md}} \right)^{-1} \right] k_{ad} \quad (\text{Eq. A.40})$$

Avec (P, P_m) pression P absolue à l'entrée de l'échantillon et P moyenne (Cembureau)

(P_d, P_{md}) P absolue à la sortie de l'échantillon et P moyenne (double cloche)

Cependant, du fait de l'incertitude sur la détermination de k_{ad} , nous proposons comme dans le cas de la relation (Eq. A.35) une relation qui lie la perméabilité apparente de référence k_{aref} au coefficient de glissement. En menant un raisonnement analogue à celui de l'étape 1 qui a abouti à la relation (Eq. A.27), on établit également une relation entre le rayon caractéristique et la perméabilité apparente de référence.

$$r_A = 3.1 \left(\frac{k_{aref}}{\phi} \right)^{0.5} \quad (\text{Eq. A.41})$$

Avec r_A valeur approchée du rayon caractéristique (r_A en m si k_{aref} en m^2).

On note que le coefficient adimensionnel C_T qui valait 2,3 avec k_{ad} vaut maintenant 2,89 avec k_{aref} . Au fait, en surpression le facteur $(F_{KL})^{-0.5}$ vaut en moyenne 0.63 avec le Cembureau (écart type moyen de 8,4%) alors qu'il valait 0,47 en dépression.

On peut alors déduire de la relation précédente, la valeur approchée du coefficient de glissement en fonction de k_{aref} .

$$b_{K_A} = \frac{2,68 \times 10^{-7}}{3,1 (k_{aref}/\phi)^{0,5}} \quad (\text{Eq. A.42})$$

$$b_{K_A} = 8,65 \cdot 10^{-8} (\phi/k_{aref})^{0,5} \quad (\text{Eq. A.43})$$

On en déduit la valeur des perméabilités de référence k_{aref} :

$$k_{aref_A} = \phi (8,65 \cdot 10^{-8} / b_{K_A})^2 \quad (\text{Eq. A.44})$$

Avec k_{aref_A} en m^2

b_{K_A} Valeur approchée du coefficient de glissement en m.bar

Récapitulatif

On a vu que la nouvelle méthode de calcul des perméabilités en régime non permanent (cloche simple et TPT) aboutissait à une perméabilité sensiblement égale à la perméabilité en régime permanent à la double cloche pour le même gradient de pression.

Maintenant, avec l'Approche A1 de calcul, on a vu qu'à partir d'une valeur de perméabilité en dépression (quel que soit obtenue à partir de la technique double cloche, cloche simple ou TPT donc) il est possible de déterminer successivement :

- Le rayon r du capillaire caractéristique du réseau poreux (Eq. A.27),
- Le coefficient de glissement b_K (Eq. A.35),
- La perméabilité intrinsèque de référence (Eq. A.39)
- La perméabilité apparente de référence (Eq. A.44).

Les coefficients expérimentaux ont été déterminés à partir des échantillons SrG7/1, SrG7/2 et SrG7/3. Nous présentons maintenant les résultats des équations (Eq. A.39) et (Eq. A.44) pour ces trois échantillons mais aussi pour les échantillons des gâchées G4 et G6. Nous comparons les valeurs approchées des perméabilités de référence à celles expérimentales.

Puisque les paramètres d'entrée sont une seule valeur de perméabilité en dépression et la porosité, nous présentons les résultats obtenus séparément à partir de $k_{ad}(250\text{mbar})$, $k_{ad}(150\text{mbar})$, $k_{ad}(50\text{mbar})$ et $k_{ad}(0,5\text{ mbar})$. Les résultats à partir de $k_{ad}(50\text{ mbar})$ sont les plus importants ici puisque ce sont les valeurs auxquelles conduisent l'utilisation de la méthode développée dans cette étude pour l'appareil TPT.

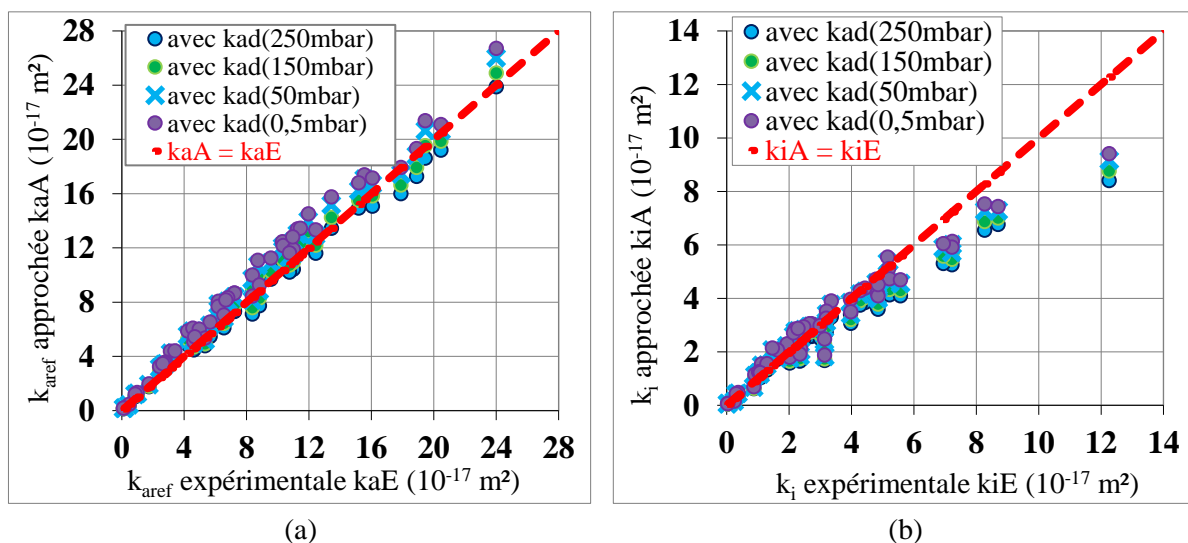


Figure A.9. Perméabilités expérimentales et approchées (a) k_{aref} et (b) k_i

Parmi les éprouvettes SrG4 sur lesquelles l'approche a été testée, il y a aussi les éprouvettes avec acier incorporé. Les résultats sont particulièrement intéressants indépendamment des gâchées et indépendamment d'un éventuel défaut dans le matériau.

Le modèle proposé donne une excellente estimation de k_{aref} :

- Si l'on part de $k_{ad}(250\text{mbar})$ ou de $k_{ad}(50\text{mbar})$,
- Quelle que soit la porosité accessible au gaz de l'échantillon pour des valeurs comprises entre 6,3% et 18,8%.

Cependant, la valeur approchée de k_i est moins bonne dans certains cas. Les écarts observés sur la Figure A.9b sont quand même admissibles. Cette étude ne propose pas une correction supplémentaire de ces valeurs. Comme pour citer Gardner (2005), « ce travail n'est en aucune façon exhaustive ».

De la détermination du coefficient C_P (Section 2.6.2)

Les équations (Eq. A.27) et (Eq. A.41) conduisent à la relation suivante :

$$k_{aref} = 0,55 k_{ad} \quad (\text{Eq. A.45})$$

Dans la section 2.6.2, nous avons vu que les perméabilités apparentes sont proportionnelles entre elles avec un coefficient de proportionnalité C_P . Nous avons relevé à partir des courbes d'évolution de C_P en fonction du rayon caractéristique que C_P vaut 0,57 pour les mesures en dépression. La valeur empirique de 0,55 telle qu'établie dans cette approche semble cohérente avec cette approche.

Annexe N°6. Application de l'équation de calcul du TERPE sur des données de la littérature

(Annexe à la Section 2.4.6.3 du Chapitre 2)

Objectif de l'annexe. Validation de l'équation théorique (Eq. 2.52) pour le calcul du TERPE sur des données issues de la littérature.

Les données d'entrées sont la porosité accessible au gaz $(1-Sr) \cdot \phi_e$ et la perméabilité apparente à 2 bars. La donnée de sortie est le TERPE. Nous présentons les résultats obtenus à partir des données de Verdier (2001).

Tableau A.1. Application de l'équation de calcul du TERPE sur des données bibliographiques

Eprouvettes	2,251	2,293	2,252	2,252	2,292	2,2,53	2,252
t_{RP} Exp Verdier	2040	1638	576	1140	1218	1344	576
t_{RP} avec P_{mL}	1502	1165	962	810	1042	1422	962
t_{RP} avec P_{mV}	1558	1209	998	840	1081	1475	998

Ces différences peuvent s'expliquer par le fait que les TERPE de Verdier sont déterminés à 5 minutes près.

Annexe N°7. Dispositifs expérimentaux de mesure de la perméabilité

Figure A.10. Mesure de la perméabilité avec le perméamètre Cembureau



Figure A.11. Adaptation du dispositif Cembureau pour mesure de la perméabilité en dépression avec la technique de la double cloche et à la cloche simple



Figure A.12. Dalles équipées de cloche à vide pour mesure de la perméabilité en dépression à la cloche simple ou à la double cloche

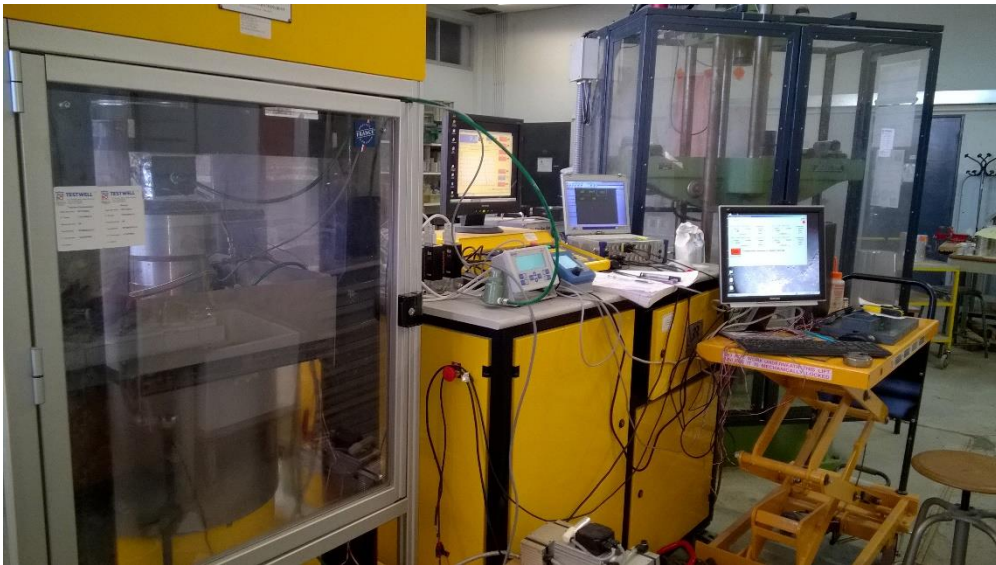


Figure A.13. Mesure de la perméabilité avec la technique de la double cloche sous charge de compression mécanique

Annexe N°8. Dispositifs expérimentaux du CND



Figure A.14. Matériel de mesure de résistivité (quadripôle de Wenner + résistivimètre)



- 1 : Source impulsionnelle
- 2 : Oscilloscope
- 3 : Emetteur
- 4 : Récepteur
- 5 : Epreuve
- 6 : Couplant (miel)

Figure A.15. Matériel de mesure des ultrasons en transmission directe

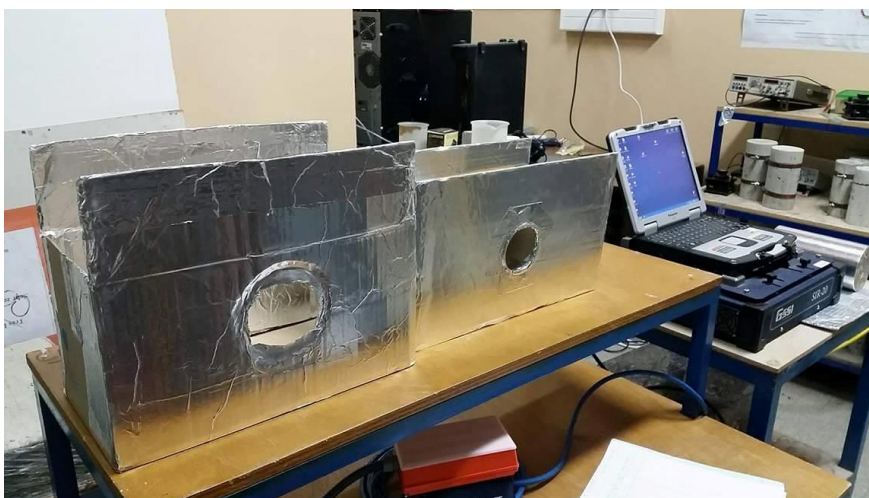


Figure A.16. Matériel de mesure des vitesses d'ondes électro magnétiques

Annexe N°9. Calcul des débits de fuite (Annexe au Chapitre 5)

Tableau A.2. Etat 0 : Méthode directe ; calcul à partir des mesures avec le TPT

Etape 0. Données d'entrées								
Dalles	Réf	G3-10	G2-9	G2-7	G1-3	G1-4	G1-5	G1-6
Sr	100%	60%	62%	60%	59%	27%	26%	25%
Porosité eau fe	15,90%	15,90%	15,90%	15,90%	14,30%	14,30%	14,30%	14,30%
Porosité gaz	0,00%	6,36%	6,04%	6,36%	5,86%	10,44%	10,58%	10,73%
kT	1,6	3,97	2,128	3,64	1,71	22,42	23,11	20,28
Vitesse de remontée	1,62	3,06	1,98	2,88	1,70	10,21	10,43	9,52
Etape 1. Calcul de la perméabilité apparente k_{aTO}								
k_{aTO}	0,69	1,70	0,91	1,56	0,73	9,61	9,91	8,70
Etape 2. Calcul de k_a (2 bars) et de k_a (6 bars)								
k_a (2 bars)	0,39	0,98	0,52	0,90	0,42	5,52	5,69	4,99
k_a (4,2 bars)	0,26	0,64	0,34	0,59	0,28	3,61	3,72	3,26
Etape 2.bis : Validation des valeurs obtenues de k_a : on considère k_a et on essaye de déterminer Q sur un échantillon phi 15x5, et on compare le débit à celui obtenu expérimentalement								
Q (2 bars)	0,04	0,10	0,05	0,09	0,04	0,58	0,59	0,52
TERPE (2 bars)	41,23	23,76	34,68	25,05	39,60	8,32	8,17	8,84
Etape 3. Calcul du taux de fuite en l/h à partir de l'équation de Hagen Poiseuille								
Q_{V2} (2 bars)	0,12	0,30	0,16	0,28	0,13	1,70	1,75	1,54
Q_{V2} (5,2 bars)	0,68	1,70	0,91	1,56	0,73	9,59	9,89	8,67
Etape 4. Calcul de la porosité accessible et du TERPE								
Porosité théorique (1-Sr) ϕ_e	0,00%	6,40%	6,00%	6,40%	5,90%	10,50%	10,60%	10,70%
Porosité calculée	4,1%	5,9%	4,6%	5,7%	4,2%	11,7%	11,8%	11,2%
TERPE (2 bars)	3,96	2,28	3,33	2,40	3,80	0,80	0,78	0,85
TERPE (5,2 bars)	1,60	0,92	1,35	0,97	1,54	0,32	0,32	0,34

Tableau A.3. Etat 0 : Méthode indirecte ; calcul à partir de la résistivité électrique

Etape 0. Données expérimentales (résistivité électrique et perméabilité apparente à 3%)					
Dalles		G3-10	G2-9	G2-7	G1-3
k_a (2 bars), Sr = 3% : $11,07 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$					
Résistivité		236,21	201,02		305,28
Etape 1. Calcul de k_a (2 bars) et de k_a (6 bars)					
k_a (2 bars)		0,36	0,28		0,51
k_a (4,2 bars)		0,23	0,19		0,33
Etape 2.bis : Validation des valeurs obtenues de k_a : on considère k_a et on essaye de déterminer Q sur un échantillon phi 15x5, et on compare le débit à celui obtenu expérimentalement					
Q (2 bars)		3,75E-02	2,96E-02		5,31E-02
TERPE (2 bars)		67,36	72,92		58,69
Etape 3. Calcul du taux de fuite en m3/h à partir de l'équation de Hagen Poiseuille					
Q_{V2} (2 bars)		0,111	0,087	0,000	0,156
Q_{V2} (5,2 bars)		0,625	0,492	0,000	0,884
Etape 4. Calcul de la porosité accessible et du TERPE					
Porosité théorique (1-Sr) ϕ_e		6,40%	6,00%		5,90%
Porosité calculée		6,2%	5,3%		7,59%
TERPE (2 bars)		6,47	7,00		5,63
TERPE (5,2 bars)		2,62	2,83		2,28

Tableau A.4. Etat 0 : Méthode indirecte ; calcul à partir de la permittivité électrique

Etape 0. Données expérimentales (Sr ; Mesures au TPT : kT et vitesse de remontée)							
Dalles	G3-10	G2-9	G2-7	G1-3	G1-4	G1-5	G1-6
Sr	60%	62%	60%	59%	27%	26%	25%
Permittivité	10,28	10,48	10,63	8,30	5,92	5,85	6,00
Etape 1. Calcul de k_a (2 bars) et de k_a (6 bars)							
k_a (2 bars)	0,49	0,45	0,42	1,28	5,84	6,19	5,51
k_a (4,2 bars)	0,32	0,29	0,28	0,84	3,82	4,05	3,60
Etape 2.bis : Validation des valeurs obtenues de k_a : on considère k_a et on essaye de déterminer Q sur un échantillon phi 15x5, et on compare le débit à celui obtenu expérimentalement							
Q (2 bars)	0,05	0,05	0,04	0,13	0,61	0,65	0,58
TERPE (2 bars)	37,80	37,19	36,41	28,49	9,93	9,47	10,39
Etape 3. Calcul du taux de fuite en l/h à partir de l'équation de Hagen Poiseuille							
Q_{V_2} (2 bars)	0,150	0,138	0,130	0,393	1,797	1,906	1,696
Q_{V_2} (5,2 bars)	0,849	0,780	0,732	2,220	10,151	10,764	9,580
Etape 4. Calcul de la porosité accessible et du TERPE							
Porosité théorique (1-Sr) ϕ_e	6,40%	6,00%		5,90%			
calculée	4,7%	4,2%	3,9%	9,3%	14,8%	14,9%	14,6%
TERPE (2 bars)	3,63	3,57	3,50	2,73	0,95	0,91	1,00
TERPE (5,2 bars)	1,47	1,45	1,42	1,11	0,39	0,37	0,40

Tableau A.5. Etat 0 : Méthode indirecte ; calcul à partir de l'endommagement dynamique

Etape 0. Données expérimentales								
Dalles	Réf	G3-10	G2-9	G2-7	G1-3	G1-4	G1-5	G1-6
Sr	100%	60%	62%	60%	59%	27%	26%	25%
k_a (2 bars), Sr = 3%	11,07 10^{-17} m ²							
Modules dyn	44,11	39,3	40,4	40,85	41,24	36,88	36,88	37,29
Etape 1. Calcul des endommagements dynamiques et statique								
DHdyn	0,00	0,109	0,084	0,074	0,065	0,164	0,164	0,155
DHc	0,00	0,043	0,034	0,031	0,027	0,062	0,062	0,059
Etape 2. Calcul de k_a (2 bars) et de k_a (6 bars)								
k_a (2 bars)	0,00	1,17	0,53	0,36	0,24	4,06	4,06	3,39
k_a (4,2 bars)	0,00	0,76	0,35	0,23	0,16	2,65	2,65	2,22
Etape 2.bis : Validation des valeurs obtenues de k_a : on considère k_a et on essaye de déterminer Q sur un échantillon phi 15x5, et on compare le débit à celui obtenu expérimentalement								
Q (2 bars)	0,00	0,12	0,06	0,04	0,03	0,42	0,42	0,35
TERPE (2 bars)		32,00	61,75	85,04	115,45	11,00	11,00	12,85
Etape 3. Calcul du taux de fuite en l/h à partir de l'équation de Hagen Poiseuille								
Q_{V_2} (2 bars)	0,00	0,36	0,16	0,11	0,07	1,25	1,25	1,04
Q_{V_2} (5,2 bars)	0,00	2,03	0,92	0,62	0,42	7,05	7,05	5,90

