Thèse présentée à

L'Université de Pau et des Pays de l'Adour

École doctorale des sciences exactes et de leurs applications

PIA RSNR MACENA

Sujet de la thèse :

Influence de la température et de l'hygrométrie sur le comportement instantané du béton

Présentée par : *Hatem KALLEL*

Pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour

Spécialité : *GÉNIE CIVIL*

Soutenue le : 22 Juillet 2016

Membres du jury :

Stéphane Morel, Professeur à l'Université de Bordeaux : Président du jury

Alain Sellier, Professeur à l'Université Paul Sabatier de Toulouse : Rapporteur

Nicolas Burlion, Professeur à l'Université de Lille : Rapporteur

Christian La Borderie, Professeur à l'UPPA : Directeur de thèse

Hélène Carré, Maître de Conférences à l'UPPA : Encadreur

Benoit Masson, Ingénieur Génie Civil à EDF - DIN - SEPTEN : Encadreur

Nhu Cuong Tran, Ingénieur Génie Civil à EDF - R&D : Encadreur

Résumé

Les enceintes de confinement sont sollicitées lors d'un accident grave par la modification thermodynamique du milieu interne qui génère une pression pouvant monter jusqu'à 5 bars, une température évaluée au maximum à 180 °C et une humidité relative pouvant aller jusqu'à la saturation. Au-delà de calculs réglementaires, la complexité de la sollicitation nécessite une bonne connaissance du comportement mécanique et thermique des matériaux et en particulier du béton dans la gamme de température et d'hygrométrie imposée afin d'être capable de mener les simulations numériques les plus réalistes possibles.

Notre étude présente les évolutions des caractéristiques mécaniques et thermiques essentielles pour les simulations numériques d'un béton dans la plage de pression, température et humidité imposées lors d'un accident grave. Les essais mécanique et thermique sont réalisés sous chargement thermo-hydrique contrôlées. La température (T) est fixée à cinq valeurs cibles : 30, 90, 110, 140 et 160 °C. Les cinq degrés de saturation en eau liquide du béton (S_w) varient entre 36 % et 100 %. Les différents degrés de saturation en eau liquide des éprouvettes sont obtenus par le contrôle de l'humidité relative de l'ambiance entourant l'éprouvette pendant leur cure.

L'essai DCT (Disk-shape Compact Tension) a été choisi pour déterminer l'évolution de l'énergie de fissuration, du module d'élasticité et de la résistance en traction en fonction de la température et de S_w, en raison de son caractère très compact favorable pour la mise en oeuvre des essais sous pression (essai au-delà de 100 °C).

Les propriétés thermiques sont évaluées par la méthode de la Source Plane Transitoire (TPS). C'est une technique permettant de déterminer la conductivité thermique, la diffusivité thermique et d'en déduire la chaleur spécifique.

L'évolution de la perméabilité relative à l'azote du béton en fonction de la température jusqu'à 90 °C et du degré de saturation en eau du béton a été évaluée également .

Après avoir déterminé les propriétés thermiques et mécaniques du béton, une modélisation numérique a été réalisée afin de passer de l'échelle de laboratoire à l'échelle de la structure. Un couplage entre un modèle hydrique et un modèle d'endommagement a été réalisé.

Mots clés : Béton, température, pression, humidité relative, énergie de fissuration, module d'élasticité, résistance à la traction, perméabilité, propriétés thermiques.

Abstract

In case of severe accident, confinement chambers are submitted to thermodynamic variations of their internal environment. Pressures can increase up to 5 bars, temperature reaches 140 °C and relative humidity attains saturation. Beyond regulatory calculations, the complexity of the solicitation needs a good knowledge of the thermo-mechanical behaviour of concrete under the imposed conditions of temperature and relative humidity. This, in turns allows to develop numerical simulations as realistic as possible.
The present study investigates the evolution of the mechanical and thermal characteristics of concrete. These properties are essential to develop numerical computations under the levels of pressure, temperature and relative humidity imposed during a severe accident.
Mechanical and thermal tests are carried out under controlled hydro-thermal conditions. Temperature (T) is fixed at five target values : 30, 90, 110, 140 and 160 °C. Five levels of degree of saturation (S_w) range from 36 % to 100 %. The different target values of degree of saturation are attained by controlling relative humidity in the surrounding environment of the specimens during curing.
DCT (Disk-shape Compact tension) tests was chosen to determine the dependence of the fracture energy, elastic modulus and traction resistance on temperature and degree of saturation of concrete because of its compact shape that is more suitable for testing under pressure (temperature above 100°C).
Thermal properties are determined by means of the Transient Plane Source (TPS) method. This technique allows to determine thermal conductivity, thermal diffusivity and hence to deduct specific heat.
The dependence of the permeability to liquid nitrogen on temperature up to 90 °C and on the degree of saturation was also analysed.
After determining thermal and mechanical properties of concrete, numerical simulations have been developed in order to pass from laboratory scale to the structure scale. A coupled hydro-mechanical model and a damage model are proposed.

Keywords : Concrete, temperature, pressure,water content, fracture energy, modulus of elasticity, tensile strength, permeability, thermal properties.

Remerciements

Ce travail de thèse est issu d'une collaboration entre le laboratoire SIAME (Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur Appliquées à la Mécanique et au Génie Electrique) de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour (UPPA) et EDF (Électricité De France).
Je souhaite donc tout d'abord remercier sincèrement mes directeurs de thèse, Christian La Borderie Professeur des Universités à l'UPPA, Hélène Carré Maître de Conférences à l'UPPA, Benoit Masson Ingénieur Génie Civil à EDF - DIN - SEPTEN et Nhu Cuong Tran Ingénieur Génie Civil à EDF - R&D, pour m'avoir accueilli au sein de ces équipes de recherche et pour m'avoir permis de réaliser ce doctorat dans de bonnes conditions. Ils ont su me guider et me conseiller aux moments importants dans les orientations prises pour mener à bien ce travaille.
Je tiens également à remercier Stéphane Morel, Professeur à l'Université de Bordeaux, pour m'avoir fait l'honneur de présider au jury de la soutenance.
Je remercie très chaleureusement Alain Sellier, Professeur à l'Université Paul Sabatier de Toulouse, et Nicolas Burlion, Professeur à l'Université de Lille, pour avoir accompli la lourde tâche de rapporter ce travail.
Je remercie toute l'équipe de l'Institut Supérieur Aquitain du Bâtiment et des Travaux Publics pour leurs soutiens.
Je suis enfin très reconnaissant envers ma famille, en particulier mon père Faiçal et ma maman Madiha, pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant ces années.

Table des matières

Résumé i

Abstract ii

Remerciements iii

Introduction 1

Introduction 2

Analyse bibliographique 5

1 Analyse bibliographique 6
1.1 Introduction . . . 6
1.1.1 Généralités sur les bétons . . . 6
1.1.2 Hydratation de la pâte de ciment . . . 6
1.1.2.1 Hydratation du C_3S . . . 7
1.1.2.2 Hydratation du C_2S . . . 7
1.1.2.3 Hydratation du C_3A . . . 7
1.1.2.4 Hydratation du C_4AF . . . 8
1.1.2.5 Récapitulatif général des réactions . . . 8
1.1.3 Réaction pouzzolanique . . . 8
1.2 Description du milieu poreux . . . 10
1.2.1 Réseau poreux . . . 10
1.2.1.1 Définition . . . 10
1.2.1.2 Influence de la composition . . . 11
1.2.1.3 Distribution de taille des pores . . . 12
1.2.1.4 Auréole de transition . . . 13
1.2.2 Description du milieu poreux . . . 14
1.2.2.1 Connectivité . . . 14
1.2.2.2 Tortuosité . . . 14
1.2.2.3 Surface spécifique . . . 15
1.2.3 Eau présente dans la microstructure du béton . . . 16
1.2.3.1 Eau libre et capillaire . . . 16
1.2.3.2 Eau adsorbée et chimiquement liée . . . 16

1.2.4 Propriétés de transfert 18
1.2.4.1 Perméabilité 18
1.2.4.2 Diffusion 20
1.3 Échanges hydriques dans le béton 22
1.3.1 Description des phénomènes 22
1.3.1.1 Humidité relative 22
1.3.1.2 Humidité relative au-dessus du ménisque 23
1.3.1.3 Sorption des matériaux cimentaires sous différentes humidités relatives 24
1.3.2 Modélisation des échanges hydriques 25
1.3.2.1 Mécanismes de l'adsorption 25
1.3.2.2 Mécanismes de la désorption 30
1.4 Les équilibres thermodynamiques 32
1.4.1 Les changements d'état de l'eau 32
1.4.2 Diagramme d'équilibre de l'eau 33
1.4.3 Pression de vapeur saturante 34
1.4.4 Principe de l'autoclave 34
1.5 Évolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton avec la température 36
1.5.1 Évolution de la pâte de ciment avec la température 36
1.5.2 Mouvements hydriques dus à la variation de température 37
1.5.3 Évolution des propriétés thermiques avec la température 37
1.5.3.1 Conductivité thermique 37
1.5.3.2 Chaleur spécifique 38
1.5.4 Évolution des propriétés mécaniques avec la température 40
1.5.4.1 Comportement en compression 40
1.5.4.2 Résistance en traction 41
1.5.4.3 Énergie de fissuration 42
1.5.4.4 Essai DCT (disk-shaped compact tension) 45
1.6 Évolution des propriétés mécaniques avec l'état de saturation 47
1.6.1 Résistance en compression 47
1.6.2 Résistance en traction 48
1.6.3 Module élastique 48
1.7 Évolution de la perméabilité avec la température et l'état de saturation . 50
1.7.1 Évolution de la perméabilité avec la température 50
1.7.2 Évolution de la perméabilité avec l'état de saturation 51
1.8 Discussion 53

Protocoles expérimentaux **54**

2 Protocoles expérimentaux **55**
2.1 Matériau testé et programme expérimental 55
2.1.1 Formulation du béton testé 55

2.1.2 Caractéristiques des matériaux 55
2.1.2.1 Les granulats 55
2.1.2.2 Le ciment 58
2.1.2.3 Le superplastifiant 58
2.1.3 Méthode de gâchage du béton et réalisation des éprouvettes 58
2.1.4 programme expérimental 60
2.2 Fabrication des éprouvettes et caractéristiques du béton 61
2.2.1 Caractéristiques du béton frais 61
2.2.1.1 Affaissement au cône d'Abrams 61
2.2.1.2 Mesure de la masse volumique apparente 61
2.2.1.3 Mesure de la teneur en air occlus 62
2.2.2 Caractéristiques du béton durci 62
2.2.2.1 Résistance en compression uniaxiale 62
2.2.2.2 Résistance en traction par fendage (NF P 18-408) 63
2.2.3 Fabrication des éprouvettes 64
2.2.3.1 Éprouvette pour l'essai DCT 64
2.2.3.2 Éprouvettes pour les essais de perméabilité 72
2.2.3.3 Éprouvettes pour les essais TPS (Source Plane Transitoire) 73
2.3 Mise en équilibre des échantillons 74
2.3.1 Mise en équilibre des éprouvettes 74
2.3.2 Étude préliminaire plaquettes 1 cm 77
2.4 Procédures expérimentales 79
2.4.1 Détermination des propriétés thermiques 79
2.4.1.1 Matériel expérimental 79
2.4.1.2 Théorie de l'essai TPS 80
2.4.1.3 Déroulement des essais TPS 81
2.4.1.4 Choix des paramètres de l'essai TPS 82
2.4.2 Essai de perméabilité à l'azote 85
2.4.2.1 Principe de l'essai de perméabilité à l'azote 85
2.4.2.2 Dispositif de l'essai de perméabilité à l'azote 85
2.4.2.3 Principe de détermination de la perméabilité radiale . . . 88
2.4.3 Essai DCT (disk-shaped compact tension) 89
2.4.3.1 Choix de l'essai DCT 89
2.4.3.2 Dispositif d'essai pour les températures jusqu'à 90 °C . . 89
2.4.3.2.1 Principe de l'essai DCT 89
2.4.3.2.2 Comparaison des mesures de l'énergie de fissuration obtenues par essai de flexion 3 points et par essai DCT 92
2.4.3.2.3 Dispositif d'essai 96
2.4.3.3 Dispositif d'essai pour les températures au delà de 100 °C 97
2.4.3.3.1 Spécifications techniques du dispositif expérimental 97
2.4.3.3.2 Choix réalisés pour ce dispositif expérimental . . 98
2.4.3.3.3 Validation de l'enceinte sous pression 100

Résultats expérimentaux **113**

3 Résultats expérimentaux **114**
3.1 Résultat des Essais TPS à 30 et 90 °C 114
3.2 Résultat des essais de perméabilité à 30 °C et 90 °C 119
3.3 Résultat des essais DCT 122
3.3.1 Énergie de fissuration sous température et humidité relative contrôlées 122
3.3.1.1 État hydrique des éprouvettes 122
3.3.1.2 Calcul de l'énergie de fissuration 124
3.3.1.3 Énergie de fissuration 127
3.3.2 Module d'élasticité sous température et humidité relative contrôlées 131
3.3.2.1 Module élastique en compression 132
3.3.2.2 Module élastique en traction 133
3.3.3 Résistance en traction sous température et humidité relative contrôlées 137

Modélisation numérique **145**

4 Modélisation numérique **146**
4.1 Comportement hydrique 146
4.1.1 Équations fondamentales 146
4.1.1.1 Équation de Kelvin-Laplace 146
4.1.1.2 Modèle de Van Genuchten 147
4.1.1.3 Imbibition capillaire 147
4.1.1.4 Perméabilité relative 148
4.1.1.5 Évolution des contraintes 150
4.1.2 Simulation numérique 151
4.1.2.1 Logiciel Code_Aster 151
4.1.2.2 Résultats de la simulation numérique 152
4.1.3 Calcul de structure 156
4.1.3.1 Maillage de la maquette VERCORS 156
4.1.3.2 Résultats de la modélisation de la maquette VERCORS . 157
4.2 Couplage hydro-mécanique 159

Conclusion et Perspectives **163**

Conclusion **164**

Perspectives **167**

Bibliographie **168**

Annexe 1 **176**

Modéle d'endommagement dans les codes Aster et Cast3M **177**
1. Modélisation mécanique de l'essai DCT par le code Aster 177
1.1 Influence de la valeur de la largeur de la bande d'endommagement 178
1.2 Influence du paramètre P 179
1.3 Influence du paramètre Q 180
1.4 Conclusion 181
2. Comparaison entre le code Aster et le code Cast3m 181

Table des figures

1.1 Description schématique d'un matériau poreux d'après Coussy [1]. 10
1.2 Influence de la nature du ciment sur la porosité (Perlot [2]). 11
1.3 Influence du rapport E/C sur la porosité ouverte d'un mortier (Lafraj [3]). 12
1.4 Mesure de la porosité en un point en fonction de la distance qui le sépare d'un granulat (Neville [4]). 14
1.5 Interconnectivité de la pâte de ciment [1]. 15
1.6 Modèle des particules de CSH avec les particules d'eau présentes sous forme libre ou absorbée [5]. 17
1.7 Profil des vitesses d'un fluide visqueux dans un tube capillaire [6]. 18
1.8 Profil des vitesses d'un gaz dans un tube capillaire [6] 19
1.9 Résultats obtenus à partir de mesures expérimentales pour un béton ordinaire [7]. 20
1.10 Schématisation de la mesure de la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$: (a) un contenant est rempli d'air sec ; (b) de l'eau est injectée dans le contenant étanché et des molécules d'eau échappent de la surface d'eau liquide pour aller dans l'air (évaporation) ; (c) lorsque l'évaporation et la condensation sont équilibrées, la pression vapeur de l'air est la pression de vapeur saturante ; (d) la relation entre la pression de vapeur saturante et la température. [8]. 22
1.11 Pression de vapeur au-dessus de ménisque : (a) air sec au-dessus du ménisque concave ; (b) à l'état de l'équilibre thermodynamique, la pression de vapeur $P_{v,m}$ est inférieure à la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$ [8]. . . 23
1.12 L'énergie nécessaire et les directions potentielles pour l'évasion des molécules de surface d'un liquide sont différentes en fonction de la forme de ménisque. Pour le ménisque concave (a), il faut plus d'énergie et moins de directions d'évasion sont possibles que pour les deux autres cas [8]. 24
1.13 Schématisation du processus d'adsorption lorsque l'humidité relative ambiante augmente [9]. 25
1.14 Illustration de l'équation de Kelvin Laplace pour le cas d'un ménisque sphérique [10] 27
1.15 Mécanismes de l'adsorption dans un pore idéalisé [10]. 29
1.16 Illustration des quatre types de transfert d'humidité possibles dans un pore cylindrique suivant l'humidité relative de l'air ambiant [11] 31
1.17 Les changements d'état. 32
1.18 Changement de phase de l'eau à la pression atmosphérique [12]. 33
1.19 Diagramme d'équilibre de l'eau [13]. 34
1.20 Principe de l'autoclave. 35

1.21 ATD (analyse thermique différentielle) du gel CSH, C/S= 1 [14]. 36
1.22 Évolution de la conductivité thermique résiduelle avec la température [15]. 38
1.23 Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température [16]. 38
1.24 Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température [17]. . . . 39
1.25 Evolution de la chaleur spécifique résiduelle avec le traitement thermique [15]. 39
1.26 Évolution de la résistance en compression à chaud de bétons avec différents rapports E/C (Hager [18]). 41
1.27 Évolution de la résistance en traction directe du béton mesurée à chaud selon Felicetti [19] à gauche et Hager [18] à droite. 42
1.28 Courbe effort-déplacement 42
1.29 Variation de la courbe force-déplacement en fonction de la température [20]. 43
1.30 Evolution de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température et la teneur en eau [21]. 43
1.31 Évolution de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [22]. 44
1.32 Évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la température [23]. . . 45
1.33 Essai DCT [24]. 46
1.34 Variations des résistances en compression uniaxiale du béton avec CEM V et béton avec CEM I en fonction de l'état de saturation en eau [25] . . 47
1.35 Variations de la résistance en traction du béton avec CEM V et du béton avec CEM I en fonction de l'état de saturation en traction par fendage [25]. 48
1.36 Évolution de la rigidité élastique en fonction de degré de saturation : comparaison entre données expérimentales (triangle) et modélisation (ligne continue). [26]. 49
1.37 Variation de la perméabilité à température élevée pour le béton à base de CEM V sec [27]. 50
1.38 Variation de la perméabilité pour le béton initialement partiellement saturé à base de CEM V avec S_w = 79,6 % [27]. 51
1.39 Influence du degré de saturation sur la perméabilité au gaz pour différents rapports E/C (Gallé [28]). 52
1.40 Perméabilités effectives au gaz en échelle linéaire en fonction de la saturation pour le béton à base de CEM I et le béton à base de CEM V (Chen [29]). 52

2.1 Les granulats 56
2.2 courbes granulométriques 57
2.3 Vue des différents ingrédients et du malaxeur 59
2.4 Géométrie de l'éprouvette 65
2.5 Coffrage métallique des mini poutres. 65
2.6 Carottage des poutres. 66
2.7 Réalisation du méplat. 66
2.8 Réalisation des deux trous. 67

2.9 Découpage en tranches de 5 cm 67
2.10 Perpendicularité entre les faces principales et les axes des deux trous . . . 68
2.11 Réalisation de l'entaille. 68
2.12 Influence de l'épaisseur de l'entaille. 69
2.13 Influence de la position relative des trous. 69
2.14 éprouvettes d'essai DCT. 70
2.15 Moules éprouvettes DCT. 71
2.16 éprouvette DCT aprés démoulage. 71
2.17 éprouvette DCT après rectification. 72
2.18 éprouvettes essai de perméabilité. 72
2.19 éprouvettes essai TPS. 73
2.20 Mise en équilibre des éprouvettes dans des bacs étanches contenant des solutions salines dans une enceinte à 60 °C 74
2.21 Bidons avec solutions salines et les éprouvettes. 75
2.22 Balance de pesée des éprouvettes. 76
2.23 Plaquettes 1 cm. 77
2.24 a) deux éprouvettes entourent la sonde b) éprouvette et sonde. 79
2.25 mesure des propriétés thermiques selon la méthode "TPS" dans l'enceinte climatique à 30 et 90 °C. 82
2.26 Évolution de la température au cours du temps pendant la mesure. 83
2.27 Stabilisation de la température au cours du temps pendant la mesure. . . 83
2.28 Éprouvettes de l'essai de perméabilité 85
2.29 Dispositif d'essai. 86
2.30 Schéma global du dispositif de mesure de la perméabilité 87
2.31 Dispositif de l'essai de perméabilité à l'azote. 87
2.32 Aire du ligament non entaillé de l'éprouvette (A_{lig}zone rouge). 90
2.33 Emplacement des capteurs 91
2.34 Courbe force-déplacement des rouleaux. 91
2.35 Injection de la colle 92
2.36 Courbe force-déplacement relatif des rouleaux. 92
2.37 Éprouvettes de l'essai de flexion 3 points avec le dispositif de mesure de fléche. 93
2.38 Dispositif de l'essai. 93
2.39 Courbe force-déplacement pour l'éprouvette 10 x 10 x 40 cm. 94
2.40 Courbe force-déplacement pour l'éprouvette 5 x 10 x 35 cm. 94
2.41 Dispositif de l'essai DCT. 95
2.42 Courbe force-déplacement de l'éprouvette 1 96
2.43 Dispositif de l'essai 97
2.44 Dispositif de l'essai 98
2.45 Principe de fonctionnement d'un autoclave. 99
2.46 Courbe de vapeurs saturants. 99
2.47 a) enceinte sous pression fermé, b) enceinte entourée d'isolant thermique. 100
2.48 Dispositif de l'essai lors de l'essai sous pression d'eau liquide. 101
2.49 variation de la pression en fonction du temps 101

2.50 variation de volume de l'eau dans le contrôleur de pression 102
2.51 Dispositif de l'essai 103
2.52 variation de la pression en fonction du temps 103
2.53 Dispositif de chauffage. 104
2.54 Mesure de la température en 3 points situés autour de l'éprouvette. . . . 104
2.55 Valeurs de pression absolue de vapeur d'eau mesurés à l'intérieur de l'enceinte à 100, 110, 140 et 160 °C 105
2.56 Équilibre mécanique. 106
2.57 Pilotage avec le capteur d'ouverture d'entaille pendant le chauffage jusqu'à 110 °C et durant l'essai mécanique. 107
2.58 Courbe force déplacement. 107
2.59 Variation de la force appliqué par la pression de vapeur d'eau en fonction de la température. 108
2.60 Courbe de déplacement de vérin avec les trois cycles à 110 °C, 140 °C et 160 °C. 109
2.61 Variation de la force mesurée par les deux capteurs de force intérieur et extérieur en fonction de la température. 109
2.62 Variation de la force mesuré par la cellule de charge intérieur durant le chauffage jusqu'à 110 °C et l'essai mécanique. 110
2.63 Évolution de la position de vérin en fonction de la température. 111
2.64 Évolution de la force en fonction de déplacement de vérin durant la période de chauffage et la réalisation de l'essai mécanique. 111
2.65 Courbe force déplacement tracée durant l'essai mécanique à 110 °C. . . . 112

3.1 Évolution de la conductivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C 116
3.2 Évolution de la conductivité thermique de l'eau et de l'air en fonction de la température. 117
3.3 Évolution de la chaleur spécifique volumique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C 118
3.4 Évolution de la diffusivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C 118
3.5 variation de perméabilité effective en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C. 121
3.6 variation de perméabilité relative en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C. 122
3.7 Perte de masse des éprouvettes de l'essai DCT 122
3.8 Déformation due à la pression de vapeur d'eau d'une éprouvette (bleu état initial et rouge après déformation). 124
3.9 Déformation due à la pression de vapeur d'eau d'une éprouvette fissurée (bleu état initial et rouge après déformation). 125
3.10 Méthode de détermination en chaque point de la courbe de la longueur équivalente de fissure. 126

3.11 Exemple de propagation de la fissuration en fonction du déplacement des rouleaux au cours d'un essai mécanique réalisé à (T=160 °C et S_w = 93 %). 126
3.12 Pression autour de l'éprouvette et à l'intérieur de fissure. 127
3.13 Exemple de variation du travail de la pression en fonction du déplacement des rouleaux au cours d'un essai mécanique réalisé à (T=160 °C et S_w = 93 %). 127
3.14 Variation de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes. 129
3.15 faciès de fissuration des éprouvettes avec un degré de saturation S_w = 100 % testé à différentes températures respectivement 30, 90, 110,140 et 160 °C. 130
3.16 Module d'élasticité en compression à 100 % de S_w, à 30 °C et à 90 °C. . . 132
3.17 Exemple de courbe d'évolution de la force en fonction de l'ouverture d'entaille d'un essai DCT. 133
3.18 Variation du module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes. 135
3.19 Variation du tenseur des contraintes dues à la pression capillaire en fonction de l'humidité relative. 136
3.20 Courbe force déplacement des différentes éprouvettes testées à 140 °C avec différents degrés de saturation S_w= 31, 51, 68, 93 et 100 %. 136
3.21 Processus itératif pour la détermination de la résistance à la traction . . 138
3.22 Identification des paramètres. 138
3.23 Variation de la résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C. 139
3.24 Évolution de la résultante relative de la force de pression appliqué au point d'application de la charge mécanique en fonction de la longueur de fissure. 140
3.25 Faciès de fissure au pic d'une éprouvette DCT testé à la pression atmosphérique. 141
3.26 Courbes force déplacement des calculs numériques des éprouvettes testés sous différentes pressions. 141
3.27 Résistance à la traction obtenue par la modélisation numérique (Num.) et par le modèle analytique (Anal.) à 30 °C et 90 °C. 142
3.28 Variation de résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes.. 143

4.1 Calage des paramètres a et m : évolution de degré de saturation on fonction de l'humidité relative 147
4.2 Variation de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes 149
4.3 Evolution des perméabilités relatives en fonction du degré de saturation. . 150
4.4 Maillage de léprouvette essai DCT. 152
4.5 Faciès de l'état de saturation à 70 jours. 153

4.6 Evolution du degré de saturation en fonction du temps. 153
4.7 Evolution du degré de saturation en fonction du temps sur la ligne A-B. . 154
4.8 Représentation schématique de la zone de mesure. 154
4.9 Evolution du contrainte de pression en fonction du temps sur la ligne A-B. 155
4.10 Distribution de la contrainte de pression sur la future surface de rupture à 10, 50 et 230 jours. 155
4.11 Projet Vercors. 156
4.12 Maillage Vercors. 157
4.13 Evolution du degré de saturation en fonction du temps sur la ligne A-B. . 157
4.14 Évolution de la contrainte de pression en fonction du temps sur la ligne A-B. 158
4.15 Comparaison des résultats entre la courbe expérimentale (exp.) et la courbe numérique (Num. équilibre) d'un essai DCT 160
4.16 Faciès de fissuration. 160
4.17 Faciès de degrés de saturation à 34 jours. 161
4.18 Distribution de (G_f, E et F_t) sur la future surface de rupture. 161
4.19 Courbe force déplacement d'une éprouvette à l'équilibre $S_w = 52$ % (Num. équilibre) et d'une éprouvette après 34 jours de mise en équilibre (Num. 34 jours). 162

4.1 Maillage essai DCT 2D. 178
4.2 Influence de la valeur de la largeur de la bande d'endommagement. 179
4.3 Influence du paramètre P. 180
4.4 Influence du paramètre Q. 180
4.5 Faciès de fissuration obtenus avec le code Cast3m à gauche et avec le code Aster à droite. 182
4.6 Comparaison entre le modèle de Fichant sur Cast3m, le modèle endo_fiss sur Aster et les résultats expérimentaux. 183

Liste des tableaux

2.1 Composition du béton BMacena 55
2.2 Caractéristique des gravillons 56
2.3 Caractéristique du sable 56
2.4 Fraction volumique de chaque classe granulaire 57
2.5 Différentes gâchées. 59
2.6 Essai d'affaissement au cône d'Abrams 61
2.7 Résultat des essais d'affaissement au cône d'Abrams 61
2.8 Masse volumique apparente des différents gâchages 62
2.9 Air occlus de différents gâchages 62
2.10 Résistance en compression. 63
2.11 Résistance en traction par fendage. 64
2.12 Énergie de fissuration calculée (N/m) 69
2.13 Énergie de fissuration calculée (N/m) 70
2.14 Différentes HR obtenues par les différentes solutions salines. 75
2.15 degrés des saturations en eau des plaquettes 1 cm. 78
2.16 Propriétés thermiques de l'éprouvette en fonction du temps de mesure et de la puissance injectée à 30 °C. 84
2.17 Propriétés thermiques de l'éprouvette en fonction du temps de mesure et de la puissance injectée à 90 °C. 85
2.18 énergie de fissuration 94
2.19 Énergie de fissuration 95

3.1 Pourcentage des saturations en eau des échantillons. 114
3.2 Propriétés thermiques du béton à 30°C en fonction du pourcentage de saturation en eau des éprouvettes testées. 115
3.3 Propriétés thermiques du béton à 90°C en fonction du pourcentage de saturation en eau des éprouvettes testées. 116
3.4 Degrés de saturation en eau des échantillons. 119
3.5 Perméabilité effective en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C 120
3.6 Pourcentage des saturations en eau des échantillons. 123
3.7 Variation de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C. 128
3.8 Module d'élasticité en compression pour S_w=100% 132
3.9 Module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C. 134

3.10 Résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C. 139
3.11 Résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C. 143

4.1 Exemple de valeurs du coefficient de Biot. 151
4.2 Paramétre du modéle. 152

4.1 Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre large_bande. . . . 179
4.2 Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre P. 180
4.3 Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre Q. 181
4.4 Les paramètres des simulations. 182
4.5 Énergie de fissuration. 182

Introduction

Introduction

Cette thèse est issue d'une collaboration entre le laboratoire SIAME (Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur Appliquées à la Mécanique et au Génie Electrique) de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour (UPPA) et EDF (Électricité De France).
Le comportement des structures en béton, comme les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires, est un point essentiel pour l'évaluation de la sureté des installations nucléaires dont les structures doivent rester stables et assurer le confinement en fonctionnement normal ou accidentel, sous différents types d'agressions interne ou externe.
Les enceintes de confinement seraient sollicitées lors d'un accident grave par la modification thermodynamique du milieu interne qui génère une pression pouvant monter jusqu'à 5 bars, une température évaluée au maximum à 180 °C et une humidité relative pouvant aller jusqu'à la saturation. Au delà de calculs règlementaires, la complexité de la sollicitation nécessite une bonne connaissance du comportement mécanique et thermique des matériaux et en particulier du béton dans la gamme de température et d'hygrométrie imposée afin de mener les simulations numériques les plus réalistes possibles.
Il est admis que la variation de la teneur en eau et de la température influe sur les comportements thermiques et mécaniques du matériau, ainsi que sur la durabilité de la structure. En effet, le départ de l'eau libre provoque un retrait de dessiccation de la matrice cimentaire. Cette contraction n'est pas libre à cause de la présence des inclusions rigides qui la contrent. La faible perméabilité de ces matériaux a pour conséquence la création de forts gradients hydriques causant des retraits différentiels. Les inclusions rigides et les gradients hydriques peuvent conduire à une microfissuration par dépassement de la résistance à la traction de la pâte de ciment. Par ailleurs, l'augmentation de pression capillaire au sein du réseau poreux conduit à la précontrainte de la matrice cimentaire et par voie de conséquence améliore la résistance. La microfissuration induite par la non-uniformité des gradients hydriques peut se propager sous chargement mécanique, accélérant la rupture du matériau. Sous chargement, les effets conjugués des chargements mécaniques et hydriques doivent être pris en compte et conditionnent la rupture du matériau.
Durant l'augmentation de la température, l'eau a tendance à partir du matériau en commençant par l'eau libre puis en passant progressivement à la déshydratation des hydrates du gel CSH. Donc en augmentant la température, l'état hydrique du matériau varie, l'eau présente sous forme liquide et celle présente sous forme de vapeur en fonction de la température modifient significativement les propriétés thermiques et mécaniques du matériau.
Or, les effets combinés de la température et de l'état hydrique sur le comportement instantané du béton ne sont pas très bien connus ni maîtrisés. Dans la bibliographie, il

existe des essais thermiques et mécaniques sous température contrôlée mais sans contrôle de l'humidité et des essais mécanique sous différents degrés de saturation en eau à la température ambiante. Il n'existe pas, à notre connaissance, d'essais thermiques et mécaniques sous température et humidité contrôlées.
Dans le présent mémoire, nous nous intéressons, en utilisant des moyens expérimentaux et numériques, à l'influence de la température et de l'humidité sur le comportement thermique et mécanique instantané du béton. Des essais mécaniques et thermiques ont été réalisés avec température, humidité et pression (pour les températures supérieures à 100 °C) contrôlées. Ce type de réalisation des essais est adopté à la détermination du comportement du matériau lors d'un accident grave dans les enceintes de confinement.
Le premier chapitre se veut général et introductif. Il a pour but principal de décrire le béton comme milieu poreux dans son état sain. Nous présentons, dans un premier temps, un rappel de la microstructure du béton, de ses principales caractéristiques à la température ambiante et des différentes formes d'eau présentes dans le béton. Ensuite, nous exposons les échanges hydriques dans le béton et les équilibres thermodynamiques de la vapeur d'eau
Dans la suite de l'étude bibliographique, les évolutions des propriétés thermiques, mécaniques et de la perméabilité du béton avec la température et l'état de saturation sont analysées.
Le deuxième chapitre décrira les différents dispositifs expérimentaux utilisés pour déterminer les différentes caractéristiques du matériau testé. Tout d'abord, nous présentons le matériau testé, sa composition et les constituants utilisés, ainsi que sa fabrication, sa conservation et sa mise en équilibre.
La deuxième partie du deuxième chapitre est consacrée à la présentation des bancs d'essais développé, permettant de tester le comportement instantané du béton sous chargement thermo-hydrique. Deux nouveaux dispositifs expérimentaux spécifiques ont été mis au point afin de réaliser les essais thermique et mécanique à température, humidité et pression contrôlées. Le premier, adopté pour les températures d'essai jusqu'à 90°C est constitué d'une boite isolée conçue pour imposer la température et l'humidité autour de l'éprouvette pendant l'essai. Le deuxième, adopté pour les températures d'essai au-delà de 100 °C nécessite l'application d'une pression est nécessaire pour contrôler l'humidité relative. Une enceinte sous pression a été construite. À l'intérieur de cette enceinte sous pression, on réalisera les essais mécaniques et thermiques sous température (jusqu'à 160 °C) et pression (jusqu'à 7 bars) contrôlées et en atmosphère saturée d'humidité.
Pour évaluer les propriétés thermiques, la méthode de la Source Plane Transitoire (TPS) a été choisie. C'est une technique permettant de déterminer la conductivité thermique, la diffusivité thermique et d'en déduire la chaleur spécifique. Pour les températures jusqu'à 90 °C les essais sont réalisés à l'intérieur d'une enceinte climatique et pour les températures au-delà de 100 °C les essais sont réalisés à l'intérieur de l'enceinte sous pression.
L'essai DCT (Disk-shape Compact Tension) a été choisi pour déterminer l'évolution de l'énergie de fissuration, du module élastique et de la résistance à la traction en fonction de la température et du degré de saturation en eau liquide du béton (S_w). Pour les températures jusqu'à 90 °C les essais sont réalisés à l'intérieur de la boite isolée et pour les températures au-delà de 100 °C les essais sont réalisés à l'intérieur de l'enceinte sous

pression.
L'évolution de la perméabilité relative à l'azote du béton en fonction de la température jusqu'à 90 °C et du pourcentage de saturation en eau du béton a été étudiée. Le principe de l'essai est d'injecter de l'azote à l'intérieur d'un cylindre creux et de mesurer la perméabilité radiale de ce dernier.
Les résultats expérimentaux obtenus, grâce à l'utilisation de ces dispositifs, sont présentés et discutés dans le troisième chapitre.
Le chapitre IV présente tout d'abord le modèle Hydro_Mécanique (HM) avec le code ASTER. Les paramètres du modèle sont détaillés, en explicitant les processus de détermination de ces paramètres et leur influence sur la simulation numérique. Une application du modèle au calcul d'une structure (enceintes de confinement pour le projet VERCORS)a été réalisé. Ensuite, deux modèles d'endommagement sont présentés : le premier est le modèle endo_fiss avec le code ASTER et le deuxiéme le modèle de REVIRON avec le code CAST3M. Enfin, un couplage entre les modèle hydro_mécanique et modèle d'endommagement a été réalisé.

Analyse bibliographique

1 Analyse bibliographique

1.1 Introduction

1.1.1 Généralités sur les bétons

Le béton est un matériau de construction composite moderne, simple d'emploi et extrêmement répandu. Il se compose d'une matrice cimentaire (pâte de ciment hydraté) qui amalgame les inclusions rigides (graviers et sable). Le mélange nécessaire pour fabriquer un béton contient environ (en volume) :

- eau : entre 14 et 22 %.
- ciment : entre 7 et 14 %.
- granulats (dont sable) : entre 60 et 78 %.

Pour différents bétons ayant un même dosage en ciment mais avec des rapports eau/ciment différents, on remarque que ses propriétés s'en retrouvent affectées. En effet, selon la combinaison des trois composants majeurs du béton, le matériau obtenu aura différentes propriétés (rhéologie, propriétés mécaniques, perméabilité ...). L'ajout d'additions minérales (cendres volantes, fumées de silice ...) et d'adjuvants (superplastifiants, accélérateurs de durcissement, entraîneurs d'air ...) permet de modifier ses propriétés. Il existe plusieurs gammes de béton selon leur rapport eau/ciment. Celui-ci est environ de 0,50 dans les Bétons Ordinaires (BO) à 0,40 dans les Bétons Hautes Performances (BHP) et 0,30 dans les Bétons à Très Hautes Performances (BTHP) dont les résistances en compression à 28 jours dépassent les 100 MPa. De telles performances sont rendues possibles par l'utilisation de superplastifiants. Comme nous venons de le voir, la composition du béton a une grande importance sur les caractéristiques finales du matériau, c'est pourquoi il est important de comprendre les mécanismes qui entrent en jeu à l'échelle microscopique dans les différentes phases du béton. Nous allons donc tout d'abord nous intéresser à la pâte de ciment pour comprendre sa formation et son rôle à l'échelle macroscopique.

1.1.2 Hydratation de la pâte de ciment

D'après la norme NF P 15-301 de 1994 [30], "le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau." La pâte de ciment, est donc le "liant" entre les différents constituants du matériau béton. Son étude est donc importante pour comprendre et connaitre les propriétés du matériau

final. Elle est constituée d'anhydres, d'hydrates (produits de l'hydratation du ciment) et de pores. Les ciments couramment utilisés en génie civil contiennent en majorité du clinker, à l'origine des propriétés liantes du ciment ou du liant composé. Ce clinker est constitué d'une proportion massique au moins égale à 2/3 (norme NF EN 197-1 [31]) de silicates de calcium C_3S [1] (alite $3CaO\ SiO_2$) et C_2S (bélite $2CaO\ SiO_2$) en notations conventionnelles de la chimie des ciments, la partie restante contenant du C_3A ($3CaO\ Al_2O_3$) et C_4AF ($4CaO\ Al_2O_3\ Fe_2O_3$). Nous présenterons ici succinctement les réactions d'hydratation de ces quatre composés de base du clinker .

1.1.2.1 Hydratation du C_3S

L'hydratation des C_3S produit des CSH et de la portlandite (CH) et s'accompagne d'un dégagement de chaleur important. La stœchiométrie de la réaction évolue tout au long de l'hydratation mais on s'accorde pour considérer une valeur pour l'hydratation du clinker de $C/S = 1,65$ [32].

$$C_3S + (y + 1,35)\,H \rightarrow C_{1,65}SH_y + 1,35CH + Q_{C_3S} \tag{1.1.1}$$

La valeur de y dépend de l'humidité relative interne. Taylor propose pour un matériau saturé y = 3,91. Adenot donne une teneur en eau des CSH en fonction du rapport C/S [32]. Ainsi, il propose y = 0,8 + C/S, soit pour les CSH formés par la réaction du C_3S une teneur en eau de y = 2,45. La différence peut s'expliquer par une progressive perte d'eau des CSH (eau faiblement adsorbée) pour un matériau non saturé.

1.1.2.2 Hydratation du C_2S

Le principe de réaction du C_2S est similaire à celui du C_3S, la réaction globale s'écrivant :

$$C_2S + (y + 0,35)\,H \rightarrow C_{1,65}SH_y + 0,35CH + Q_{C_2S} \tag{1.1.2}$$

Cependant, par rapport au C_3S, on observe une différence de cinétique et d'exothermie. En effet, la réaction d'hydratation du C_2S est beaucoup plus lente et moins exothermique que celle du C_3S.

1.1.2.3 Hydratation du C_3A

La réaction normale du C_3A, très rapide et exothermique, produit une rigidification trés rapide de la pâte par formation de C_3AH_6.

$$C_3A + 6H \rightarrow C_3AH_6 + Q_{C_3A} \tag{1.1.3}$$

C'est pourquoi on ajoute toujours du gypse au ciment afin de contrôler la structuration de la prise. La réaction en présence de gypse s'écrit :

$$C_3A + 3C\bar{S}H_2 + 26H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32} + Q_{C_3A} \tag{1.1.4}$$

[1] $C = CaO,\ S = SiO_2,\ A = Al_2O_3,\ F = Fe_2O_3,\ H = H_2O,\ \bar{S} = SO_3$

Après épuisement du gypse $3C\bar{S}H_2$ ($3CaSO_4\ 2H_2O$), l'ettringite $C_6A\bar{S}_3H_{32}$ ($3CaO\ Al_2O_3\ 3CaSO_4\ 2H_2O$) se dissout pour former du monosulfoaluminate $C_4A\bar{S}H_{12}$ ($3CaO\ Al_2O_3\ CaSO_4\ 12H_2O$).
La réaction globale s'écrit :

$$C_3A + C\bar{S}H_2 + 10H \rightarrow C_4A\bar{S}H_{12} + Q_{C_3A} \tag{1.1.5}$$

La quantité respective de (C_3AH_6), d'ettringite ($C_6A\bar{S}_3H_{32}$) et de monosulfoaluminate ($C_4A\bar{S}H_{12}$) dans la pâte de ciment hydratée va donc dépendre de la quantité de gypse introduite.

1.1.2.4 Hydratation du C_4AF

L'hydratation du C_4AF est gérée par des réactions comparables à celles mises en jeu pour le C_3A à la différence que la cinétique est plus lente et que les produits formés contiennent des oxyde ferrique $F_{e2}O_3$.

1.1.2.5 Récapitulatif général des réactions

Les réactions globales d'hydratation de chaque composé principal du clinker sont récapitulées ci-dessous.

$$C_3S + (y + 1,35)\,H \rightarrow C_{1,65}SH_y + 1,35CH + Q_{C_3S} \tag{1.1.6}$$

$$C_2S + (y + 0,35)\,H \rightarrow C_{1,65}SH_y + 1,35CH + Q_{C_2S} \tag{1.1.7}$$

$$C_3A + gypse + xH \rightarrow (C_6A\bar{S}_3H_{32}, C_3AH_6, C_4A\bar{S}H_{12}) + Q_{C_3S} \tag{1.1.8}$$

Avec Q_i représentant la chaleur dégagée par chaque réaction élémentaire
Les conséquences de cette hydratation sont donc de 3 types :

- une consommation d'eau,
- un dégagement de chaleur dû à l'exothermie de toutes les réactions d'hydratation.
- une variation volumique [33].

Ces différentes conséquences sont à la base des phénomènes moteurs des variations volumiques de la pâte de ciment au très jeune âge.

1.1.3 Réaction pouzzolanique

Un matériau est dit pouzzolanique si, en présence d'eau, il présente la propriété de se combiner avec la chaux pour former un liant.
Les pouzzolanes naturelles contiennent de 60 à 85 % de silice (SiO_2) et d'alumine (Al_2O_3). En présence d'eau et de chaux, à des températures ordinaires. Selon la norme ASTM

C125-07, elles vont former des silicates de calcium hydratés, semblables à ceux produits par l'hydratation du silicate tricalcique (C_3S) (C_3A. SiO_2), composé principal du ciment Portland.
Les réactions pouzzolanique et hydraulique peuvent s'écrire globalement comme suit :

$$CaO + SiO_2 + H_2O \rightarrow CSH \qquad (\textit{réaction pouzzolanique}) \qquad (1.1.9)$$

$$3CaO.SiO_2 + H_2O \rightarrow CSH + Ca(OH)_2 \qquad (\textit{réaction d'hydratation du ciment Portland}) \qquad (1.1.10)$$

On constate donc que la réaction pouzzolanique consomme de l'hydroxyde de calcium ou Portlandite, $Ca(OH)_2$, contrairement à l'hydratation du clinker qui en libère.

1.2 Description du milieu poreux

Les différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment initiaux. L'agencement mutuel des divers produits d'hydratation engendre un réseau poreux très complexe. Ce réseau est constitué de plusieurs familles de vides ou pores dont les dimensions s'étalent sur plusieurs ordres de grandeur allant du nanomètre au millimètre. La structure poreuse d'un matériau cimentaire peut être caractérisée par les paramètres suivants : la porosité, la connectivité, la tortuosité et la surface spécifique.

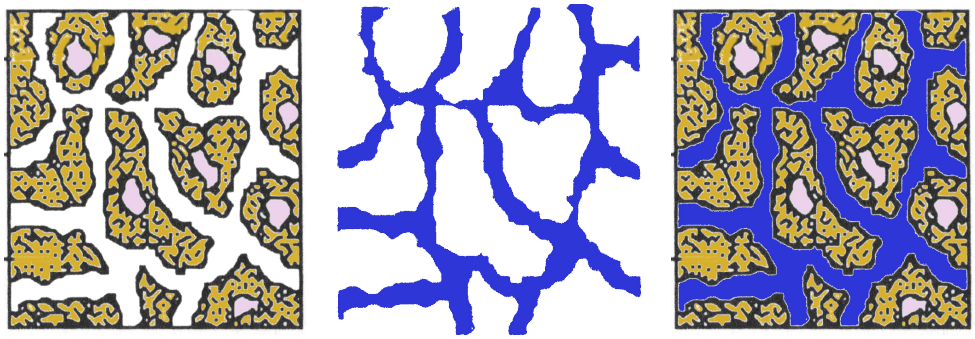
1.2.1 Réseau poreux

1.2.1.1 Définition

La porosité volumique totale Φ_t d'un matériau poreux est donnée par la relation :

$$\Phi_t = \frac{V_v}{V_a} \times 100 \tag{1.2.1}$$

V_v : Volume poreux du matériau incluant les pores ouverts communiquant avec l'extérieur (interconnectés ou pas) et les pores fermés (Figure 1.1).
V_a : Volume apparent du matériau incluant le volume des vides et le volume de la partie solide .



(a) Squelette (b) Fluide saturant (c) Squelette

FIGURE 1.1 : Description schématique d'un matériau poreux d'après Coussy [1].

La méthode de mesure la plus utilisée pour déterminer la porosité effective est celle de la porosité accessible à l'eau. Elle consiste à saturer le matériau sous vide. Le volume apparent est déterminé par pesée hydrostatique, et le volume des vides est obtenu par différence entre la masse de l'échantillon saturé et celle après séchage à 105 °C. Elle fait l'objet d'un mode opératoire recommandé AFPC (1997) [34] repris par Arliguie et Hornain [35]. En outre, elle donne accès à la masse volumique apparente sèche et humide du matériau. On peut également utiliser la porosimétrie par intrusion de mercure pour évaluer la porosité. La mesure consiste à soumettre le matériau totalement sec à des pressions croissantes de mercure. Ce dernier qui est un liquide non mouillant, pénètre alors progressivement dans le matériau. Le volume de mercure injecté correspond donc

à la porosité accessible par cette technique. Celle-ci ne permet que l'investigation de la structure macroporeuse (ouverture > 50 nm) et mésoporeuse (ouverture comprise entre 2 et 50 nm) (selon la classification IUPAC (International Union of Pure and Applied Chemistry)) car le diamètre minimal accessible est d'environ 3 nm aux pressions utilisées (entre 0,1 MPa et 200 MPa).
Cette porosité influence de nombreuses propriétés du béton : presque toutes les caractéristiques mécaniques, les diffusions (liquide, gaz), les perméabilités (liquide, gaz) et par conséquent la durabilité. Ainsi, plus la porosité diminue, plus la résistance à la compression augmente et plus la perméabilité diminue. L'hydratation, que ce soit dans une pâte, un mortier ou un béton, donne un matériau poreux à l'état durci. La porosité est issue, d'une part, de la microstructure même des hydrates, en particulier des CSH, et, d'autre part, des vides laissés par l'eau alors que le système avaient déjà commencé à se figer physiquement, ainsi que des bulles d'air piégées durant le malaxage. La porosité peut ainsi être connectée ou occluse et d'une distribution de taille de pores très variable. Certains paramètres physiques sont utilisés pour décrire la porosité : le volume total des pores, le diamètre des pores mais aussi leur tortuosité et leur constrictivité, décrivant le caractère aléatoire des formes du réseau poreux.

1.2.1.2 Influence de la composition

La porosité dépend de la nature du ciment utilisé. En effet, les différents composants chimiques du ciment anhydre réagissent pour donner différents hydrates dont les compositions et les proportions dans le ciment hydraté conditionnent les propriétés physiques. Considérons par exemple des résultats de la porosimétrie au mercure effectué sur deux mortiers fabriqués à base de ciment CEM I et de CEM V/A (figure 1.2) [2]. Le volume total poreux du mortier à base de CEM V/A est plus important que celui du CEM I. Toutefois, la porosité est plus fine et distribuée sur une taille de pores plus grande. On voit apparaître en dessous de 20 nm, toute la porosité associée aux hydrates.

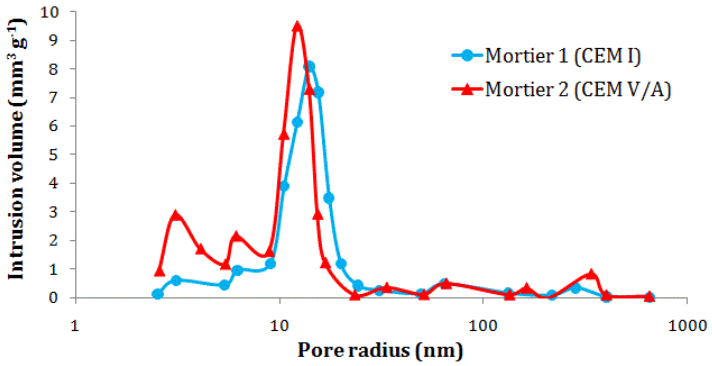


FIGURE 1.2 : Influence de la nature du ciment sur la porosité (Perlot [2]).

L'identification de deux modes poreux, qui sont dépendants de la nature du ciment utilisé : un premier mode dans la porosité capillaire, pour lequel le CEM I présente plus

de pores et un second mode dans la porosité des hydrates dominé par le raffinement de porosité du mortier à base de CEM V/A. Cette distribution de porosité différente entre les deux mortiers est imputée aux additions minérales présentes dans le ciment CEM V/A, qui, par réaction pouzzolanique, conduisent à la formation de produits hydratés supplémentaires. Ces CSH de composition différente de ceux formés à partir du clinker (rapport calcium/silicium (C/S) différent) réduisent la proportion de pores capillaires et raffinent la porosité des hydrates du mortier à base de CEM V/A. Le rapport E/C du matériau est également un paramètre qui intervient sur la porosité. En effet, l'essentiel de la porosité capillaire est issue de l'eau restée dans les espaces intergranulaires lors de l'hydratation et qui constitue un réseau d'autant plus important et connecté que le dosage en eau est élevé, comme le montre la figure 1.3 pour des mortiers à base de CEM I 52,5 fabriqués à différents E/C [3]. On peut retrouver les mêmes conclusions dans [4, 36, 37].

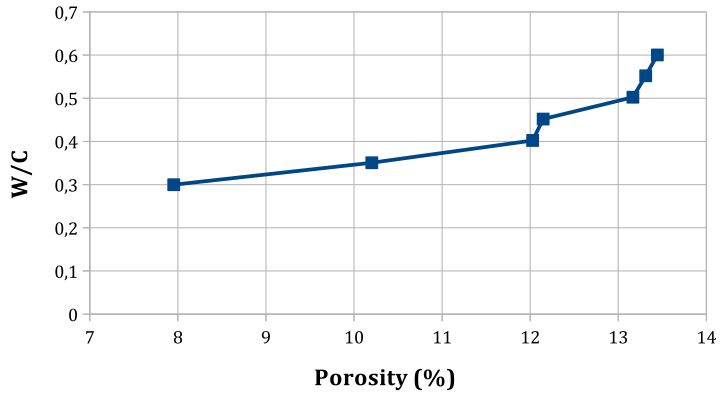


FIGURE 1.3 : Influence du rapport E/C sur la porosité ouverte d'un mortier (Lafraj [3]).

Un matériau cimentaire présente donc une porosité bimodale, caractérisée par le réseau de pores capillaires et celui des hydrates.

1.2.1.3 Distribution de taille des pores

La porosité du béton est constituée de plusieurs familles de vides dont les dimensions sont comprises entre quelques dizaines de nm et quelques mm. Les plus petits pores du béton sont donc 1 million de fois plus petits que les plus gros. Par ordre croissant de diamètre, on retrouve :

- Les pores de gel (diamètre < 4 nm). Les pores de gel contiennent de l'eau qui est en partie adsorbée à la surface des feuillets des CSH. Cette eau est dite liée et il est difficile de l'extraire par séchage. Les pores de gel n'ont pas une grande influence sur la perméabilité. Bien que la perméabilité soit fortement influencée par la porosité, elle dépend aussi d'autres paramètres qui régissent préférentiellement l'écoulement. Parmi ces paramètres, on peut citer : la connectivité et la tortuosité.

- Les pores capillaires (0,01 µm < diamètre < 5 µm). Si le béton est constamment conservé en milieu humide, on peut considérer que les pores capillaires sont pratiquement remplis d'eau. Si le béton est soumis au séchage, les pores capillaires commencent à se vider graduellement en commençant par les plus gros.
- Les bulles d'air entraîné (10 µm < diamètre < 1 mm).
- Les vides d'air causés par les défauts de compaction (diamètre > 1mm). Ces vides ne sont généralement pas remplis d'eau.

1.2.1.4 Auréole de transition

Pour une composition courante, l'ajout des granulats dans la pâte de ciment a pour conséquence la création d'une nouvelle zone à l'interface pâte-granulat, due aux modifications des conditions d'hydratation locales engendrées par l'excès d'eau dans cette zone [11]. La structuration de la pâte de ciment se modifie ainsi sur une distance de quelques dizaines de micromètres ; celle-ci augmente avec la taille des granulats et le rapport eau/ciment mais reste toujours inférieure à 50 µm. Cette zone appelée " auréole de transition " a une porosité plus élevée que celle de la pâte (le point de départ qui a donné naissance aux bétons à haute, très haute et ultra haute performance a été justement de diminuer la porosité de cette auréole de transition par la diminution du rapport eau/ciment, l'introduction de fumée de silice et des fluidifiants). Par ailleurs, la porosité mesurée localement présente une diminution en fonction de la distance par rapport au granulat [4, 38, 39]. La Figure 1.4 page suivante montre les résultats obtenus par Neville [4].

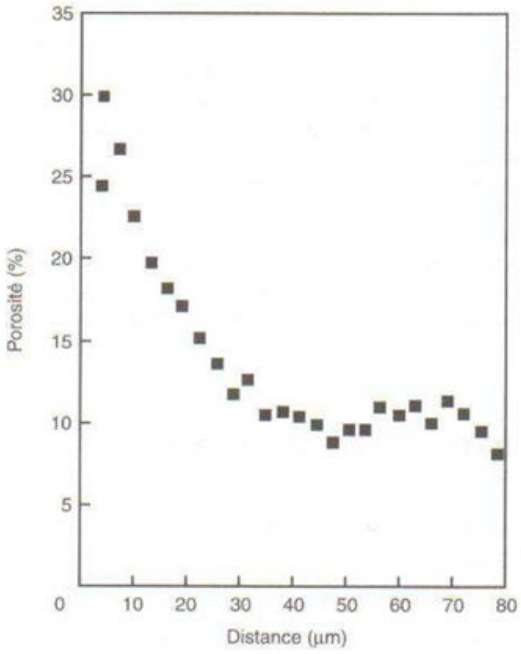


FIGURE 1.4 : Mesure de la porosité en un point en fonction de la distance qui le sépare d'un granulat (Neville [4]).

La valeur de porosité varie très sensiblement quand la distance au granulat est inférieure à 30 µm. Ceci est attribué à un effet de paroi (accumulation d'eau au contact des granulats) durant le malaxage, entre les granulats et les particules de ciment [4]. Le résultat est une porosité très importante au contact des granulats qui tend vers celle de la pâte au-delà d'une trentaine de microns.

1.2.2 Description du milieu poreux

1.2.2.1 Connectivité

La connectivité est un paramètre topologique qui mesure le degré d'interconnexion d'un milieu poreux. En général, afin d'obtenir une faible perméabilité, il est préférable que le réseau de pores capillaires soit constitué de pores les plus petits possibles car le degré d'interconnexion y est plus faible. La perméabilité de la pâte s'en trouve alors considérablement diminuée car il y a moins de chemins préférentiels pour le passage des liquides, des gaz ou des ions potentiellement agressifs (figure 1.5 page suivante).

1.2.2.2 Tortuosité

Un autre paramètre important de transfert est la tortuosité définie par la relation [40] :

$$\tau = \left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \tag{1.2.2}$$

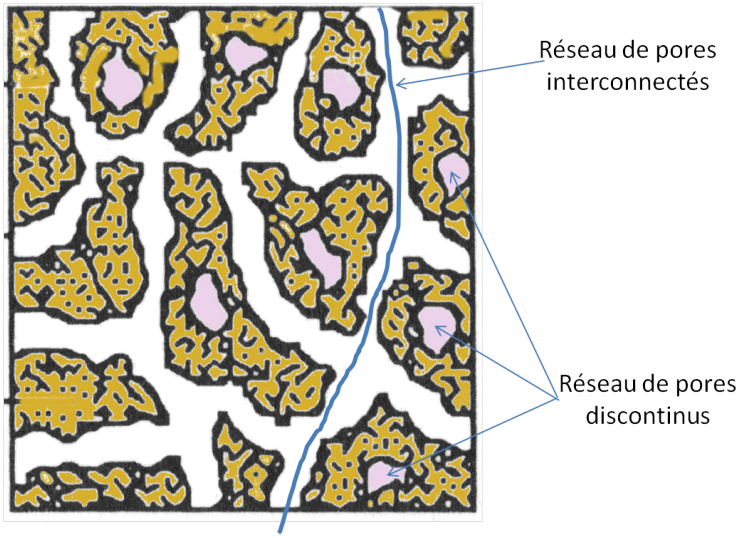


FIGURE 1.5 : Interconnectivité de la pâte de ciment [1].

Dans laquelle L est la longueur moyenne des lignes traversant l'échantillon et L_e la longueur de l'échantillon. Une estimation expérimentale de ce paramètre peut être obtenue en utilisant diverses méthodes comme l'analyse d'image [41], la diffusion de gaz [42] et d'ions [43] ou les ondes acoustiques [44].
Un matériau poreux constitué d'un réseau de pores fortement tortueux et discontinu est généralement très imperméable aux agents agressifs.
Pour le béton, la tortuosité peut être reliée à la porosité [40] :

$$\tau = \frac{1}{\Phi_t F} \tag{1.2.3}$$

Avec :
τ : la tortuosité,
Φ_t : la porosité totale
F : présenté par les géologues sous l'appellation de facteur de formation, généralement évaluée par conduction électrique ou par diffusion des ions chlorures [45].

1.2.2.3 Surface spécifique

La surface spécifique d'un matériau poreux désigne la surface développée des parois des pores par unité de masse du matériau. Elle est donnée par la relation :

$$S_s = \frac{A_s}{m} \tag{1.2.4}$$

S_s ($m^2.g^{-1}$) : surface spécifique.
A_s (m^2) : surface développée des parois des pores.
m (g) : masse du matériau.

Aligizaki [46] rapporte que la valeur de la surface spécifique dépend de la méthode expérimentale utilisée, de la taille des échantillons testés ainsi que des hypothèses concernant la forme des pores. La surface spécifique est généralement déterminée par la méthode BET, du nom de ses auteurs (Brunauer, Emmett, Teller) [47]. Celle-ci est basée sur le principe d'adsorption de molécules de gaz qui est un phénomène de surface. Elle permet donc de déterminer l'aire de la totalité des pores ouverts accessibles aux molécules extérieures. De plus, cette technique ne modifie pas la texture du matériau. Par contre, la validité de cette technique est mise en cause parce que la valeur de la surface spécifique dépend des caractéristiques du gaz utilisé. Par exemple, la surface spécifique d'une pâte de ciment hydratée obtenue par adsorption de vapeur d'eau est deux fois plus grande que celle déterminée par adsorption d'azote (de l'ordre de 250 m^2/g pour la vapeur d'eau et 150 m^2/g pour l'azote) [11] [46]. Baroghel Bouny explique cette différence par la petite taille et la grande polarité de la molécule d'eau par rapport à celle de l'azote. La porosimétrie au mercure permet également d'estimer la surface spécifique d'une pâte de ciment durcie. La méthode est par contre peu pertinente car ce sont essentiellement les CSH qui contribuent aux valeurs élevées de la surface spécifique mesurées sur les pâtes de ciment. Or ces C-S-H ne sont que partiellement accessibles par intrusion de mercure.

1.2.3 Eau présente dans la microstructure du béton

L'eau dans le béton peut être présente sous différentes formes : l'eau libre, l'eau capillaire, l'eau adsorbée à la surface des constituants solides, l'eau chimiquement liée avec les hydrates du ciment, l'eau absorbée par les granulats. Tous les vides de la matrice sont plus ou moins remplis d'eau. La présence d'eau dans le matériau, mais surtout son mouvement au cours de la vie de l'ouvrage, est responsable de l'apparition de phénomènes comme : le retrait de dessiccation, le gonflement, la fissuration du béton lors des cycles gel – dégel,... Dans le béton ordinaire, seules environ la moitié de l'eau de gâchage est consommée par les réactions d'hydratation, environ 40 % se trouve dans les pores des hydrates, 10 % se loge dans les vides présents dans la matrice. L'état hydrique dépend essentiellement de l'humidité relative et du degré d'hydratation, donc de l'âge, du type et de la taille des pores.

1.2.3.1 Eau libre et capillaire

Les fissures et gros pores sont des volumes dans lesquelles résident de l'eau libre. L'eau capillaire est constituée de la phase condensée remplissant le volume poreux et séparée de la phase gazeuse par des ménisques. Elle obéit donc aux lois de la capillarité. L'évaporation de l'eau libre et capillaire s'effectue entre 30 et 120 °C.

1.2.3.2 Eau adsorbée et chimiquement liée

L'eau consommée durant les réactions d'hydratation du ciment est combinée avec d'autres composants tels que calcium ou silice. En considérant le modèle lamellaire du gel de CSH, l'eau dans les CSH peut apparaître sous trois formes : interfeuillet, interlamellaire et hydroxylique. Il s'agit d'eau adsorbée sur la surface solide, sous l'action des forces

intermoléculaires de Van der Waals et des forces électrostatiques (liaisons hydrogène). Cette eau adsorbée est donc soumise à des champs de forces superficielles émanant du solide. Ces forces décroissent lorsque l'on s'éloigne de la paroi solide.

- L'eau hydroxylique : les hydroxyles OH liés aux atomes Si et Ca se trouvent sur les faces internes et externes des feuillets. Il y a deux OH par feuillet (l'eau chimiquement liée) [11].
- L'eau interlamellaire : c'est l'eau des micropores, adsorbée à la surface externe des particules (lamelles). L'eau interlamellaire est une eau structurée, soit fixée sur un hydroxyle isolé, soit liée à d'autres molécules d'eau. Les épaisseurs des espaces entre les feuillets du gel sont inférieures à 20 Å. En sachant que l'épaisseur moyenne d'une couche de H_2O est de 2,6 Å, nous pouvons observer que 6 couches d'eau peuvent être adsorbées à la surface des lamelles [11].
- L'eau interfeuillet : c'est une eau moléculaire, de très faible degré de liberté. Quatre molécules de H_2O interfolières seraient chacune triplement liées par des ponts hydrogènes comme dans la structure de la glace. L'eau interfeuillet intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle. Il semblerait que seul un puissant séchage puisse extraire ces molécules d'eau qui seraient alors enlevées de manière irréversible [11].

Le squelette de la matrice de béton présenté sur la Figure 1.6 [5], présente les molécules d'eau entre les feuillets. À part l'eau inter-feuillets (l'eau dans les nanopores) qui s'évapore entre 30 et 120°C, nous pouvons distinguer l'eau absorbée à l'intérieur ou à l'extérieur des feuillets CSH qui est fortement liée au matériau et peut s'évacuer à des températures beaucoup plus élevées d'environ 120 à 300°C. L'augmentation de la température provoque la libération de l'eau chimiquement liée qui se traduit par la déshydratation de la pâte de ciment. Tous les processus d'évacuation de l'eau libre, liée et adsorbée sont difficiles à dissocier ce qui ne facilite pas les observations scientifiques.

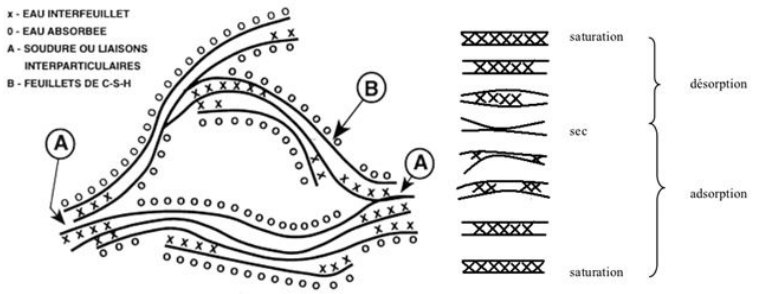


FIGURE 1.6 : Modèle des particules de CSH avec les particules d'eau présentes sous forme libre ou absorbée [5].

1.2.4 Propriétés de transfert

La durabilité est dans la plupart des cas liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. De plus, tout mécanisme de dégradation, même interne au béton, fait intervenir un processus de transport au moins d'eau, et éventuellement d'ions ou de gaz.
Les propriétés de transfert du béton (perméabilité et coefficient de diffusion) vont donc jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prévision de la durabilité des ouvrages. Dans le cas de la corrosion des armatures, c'est le transport de l'eau, du dioxyde de carbone, de l'oxygène, et éventuellement des ions chlorure s'ils sont présents, qui est en jeu.
Lors de notre étude, on ne va étudier que la perméabilité à l'azote.

1.2.4.1 Perméabilité

Le principe de la mesure de perméabilité repose sur la loi de Darcy, qui définit le débit d'écoulement Q dans un milieu poreux de section S et de longueur L avec l'équation suivante :

$$Q = \frac{KS\triangle P}{\mu L} \tag{1.2.5}$$

Avec :
Q (m^3/s) : débit volumique du fluide
K (m^2) : perméabilité intrinsèque du milieu poreux
S (m^2) : section normale à la direction du flux
L (m) : longueur du matériau dans la direction du flux
µ (Pa.s) : viscosité dynamique du fluide
$\triangle$P (Pa) : gradient de pression

La loi de Darcy ne prend en compte que la viscosité dynamique et le gradient de pression du fluide de percolation, c'est-à-dire que la viscosité du fluide gouverne l'écoulement. La figure 1.7 montre un exemple du profil des vitesses d'un fluide visqueux dans un tube capillaire.

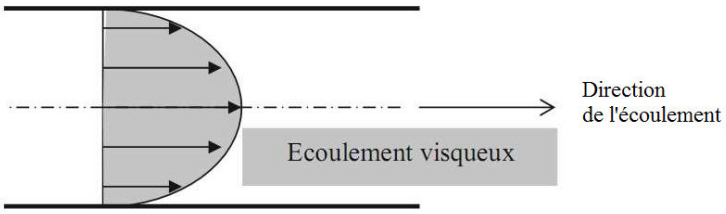


FIGURE 1.7 : Profil des vitesses d'un fluide visqueux dans un tube capillaire [6].

Pour un écoulement visqueux, les vitesses sont nulles aux parois du tube capillaire. Ceci est une condition nécessaire pour l'application de la loi de Darcy. Cette condition est

satisfaite lorsque le fluide de percolation est un liquide.
Lorsque le fluide injecté est un gaz compressible, à l'écoulement visqueux peut s'ajouter un autre écoulement : un écoulement de glissement. L'écoulement par glissement est une part de l'écoulement total du gaz et est lié au phénomène de non adhérence du gaz au contact de la paroi du capillaire. En effet, la vitesse aux parois des pores n'est pas nulle du fait de la collision des molécules de gaz avec les parois des pores. Le profil de la vitesse du gaz des écoulements visqueux et par glissement dans un tube capillaire est représenté sur la figure 1.8.

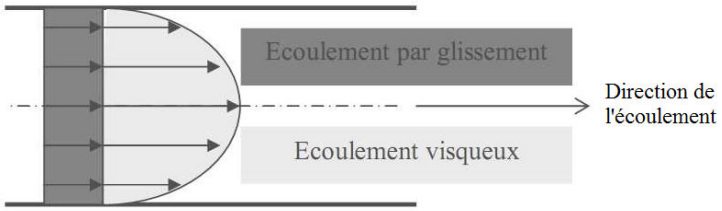


FIGURE 1.8 : Profil des vitesses d'un gaz dans un tube capillaire [6]

Lorsque le diamètre des pores est du même ordre de grandeur que le libre parcours moyen du gaz, un écoulement de glissement apparait (appelé effet de Klinkenberg [48]). Cet effet s'accompagne d'une augmentation de la perméabilité. Cette augmentation est également observable lorsque la pression moyenne d'injection du gaz d'essai est faible. En effet, plus la pression moyenne est faible, plus le libre parcours moyen augmente, c'est-à-dire qu'il faut élever la pression du gaz afin de diminuer les phénomènes de glissement. Si la pression du gaz tendait vers l'infini, l'écoulement par glissement serait entièrement éliminé.
Ainsi, la perméabilité au gaz mesurée est apparente et une correction de celle-ci est nécessaire pour la détermination de la perméabilité intrinsèque. Plusieurs méthodes existent pour calculer la perméabilité intrinsèque, telle que la méthode de Klinkenberg, de Carman, etc. [49, 50]. La méthode de Klinkenberg [48] est la plus utilisée [6, 7, 51, 52] et permet de déterminer la perméabilité intrinsèque K_i (m^2), relative uniquement aux écoulements visqueux, à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente K_a à différentes pressions. Nous pouvons observer que les écarts entre la perméabilité intrinsèque et la perméabilité apparente sont de plus en plus faibles lorsque la pression augmente. Klinkenberg établit une évaluation du coefficient de perméabilité intrinsèque K_i, en fonction de la perméabilité apparente K_a et l'inverse de la pression moyenne.

$$K_a = K_i \left(1 + \frac{\beta}{P_m}\right) \tag{1.2.6}$$

Avec :
P_m (Pa) : pression moyenne
β (Pa) : coefficient de Klinkenberg

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} \tag{1.2.7}$$

Avec :
P_1 (Pa) : pression du fluide à l'entrée
P_2 (Pa) : pression du fluide à la sortie

La méthode de détermination de K_i consiste à tracer la meilleure droite à partir des différentes mesures de perméabilité apparente effectuées pour des pressions d'injection différentes selon l'inverse de la pression moyenne, voir la figure 1.9.

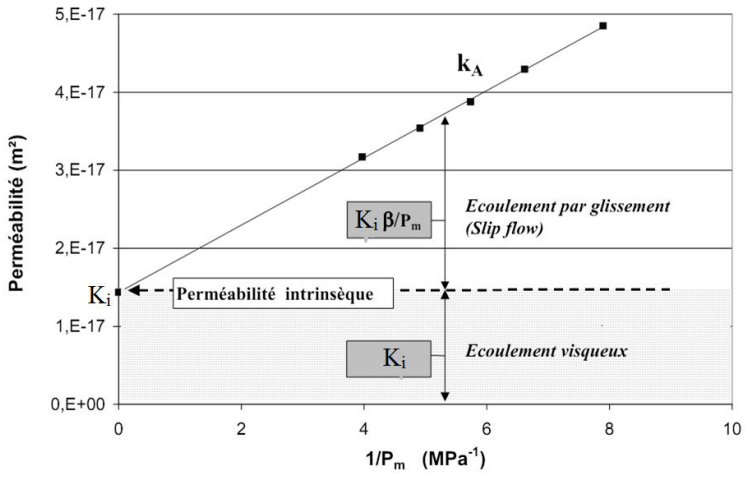


FIGURE 1.9 : Résultats obtenus à partir de mesures expérimentales pour un béton ordinaire [7].

Ceci indique que la perméabilité intrinsèque K_i est liée au seul écoulement visqueux. Il est admis que la perméabilité intrinsèque est mesurée sur matériau sec (en fait saturé par le fluide servant à effectuer la mesure). Lorsque le matériau est partiellement saturé, une proportion de pores contient de l'eau et cela affecte la perméabilité, on l'appelle alors perméabilité effective K_{eff}.

1.2.4.2 Diffusion

La diffusion désigne le processus de transport d'un constituant dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire. S'il existe des différences de concentration entre deux points du milieu, il y aura un transport du constituant de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée.
Les transports par diffusion peuvent se produire sous deux formes :

- en phase liquide (ions chlore, sulfates, ...),
- en phase gazeuse (oxygène, CO_2, ...).

Le transport en phase liquide concerne la diffusion des constituants en solution dans la phase liquide (les ions chlore, les sulfates, ...). Elle intervient, par exemple, dans l'attaque par l'eau de mer et la corrosion des aciers d'armature.
Le transport en phase gazeuse concerne, par exemple, la diffusion de la vapeur d'eau dans un béton partiellement saturé ou la diffusion de l'oxygène ou de CO_2.
Les différents mécanismes d'attaque du béton font généralement intervenir un ou plusieurs types de transferts de masse : en phase liquide, en phase gazeuse ou par écoulement de la solution interstitielle.

1.3 Échanges hydriques dans le béton

1.3.1 Description des phénomènes

1.3.1.1 Humidité relative

L'humidité relative (HR) de l'air est le rapport entre la pression actuelle de vapeur $P_{v,a}$ dans l'air et la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$

$$HR = \frac{P_{v,a}}{P_{v,s}} \tag{1.3.1}$$

où $P_{v,s}$ est la pression de vapeur dans l'air qui est en contact avec l'eau pure.
Elle ne dépend que de la température, figure 1.10.

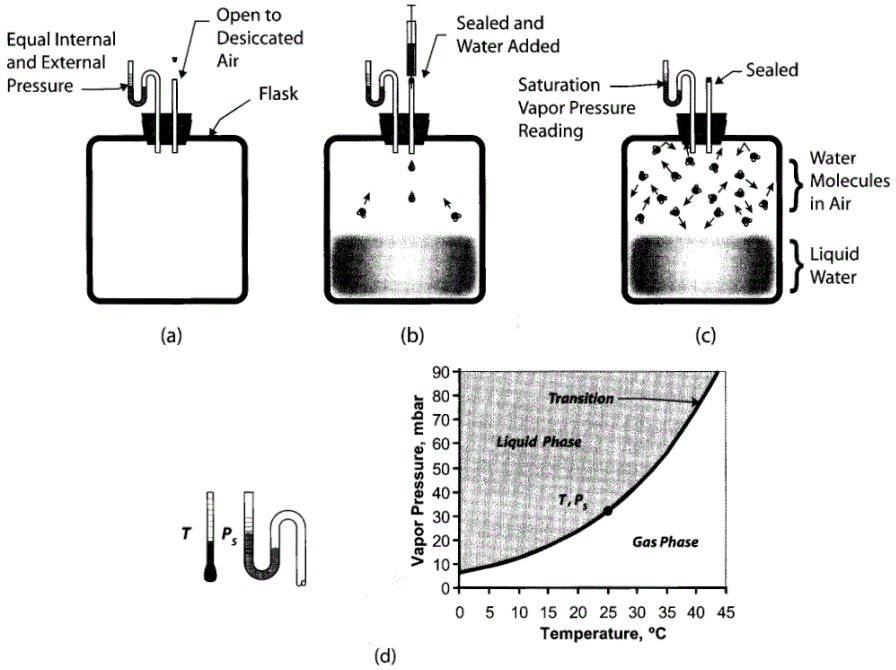


FIGURE 1.10 : Schématisation de la mesure de la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$: (a) un contenant est rempli d'air sec ; (b) de l'eau est injectée dans le contenant étanché et des molécules d'eau échappent de la surface d'eau liquide pour aller dans l'air (évaporation) ; (c) lorsque l'évaporation et la condensation sont équilibrées, la pression vapeur de l'air est la pression de vapeur saturante ; (d) la relation entre la pression de vapeur saturante et la température. [8].

Dans un récipient fermé avec une température constante (figure 1.10), un échange de molécules d'eau se fait entre l'eau liquide et l'air. Des molécules d'eau sur la surface d'eau liquide ont une énergie cinétique suffisante pour s'échapper de la surface de l'eau liquide.

Ce phénomène s'appelle l'évaporation. Simultanément, des molécules d'eau dans l'air se condensent sur l'eau liquide. C'est la condensation. Enfin, quand un équilibre thermodynamique se formera entre l'évaporation et la condensation, la pression de vapeur dans l'air atteint la valeur maximale. Cette valeur maximale est précisément la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$.
Lorsqu'on remplace l'eau pure par une solution saline, des ions salins remplacent des molécules d'eau sur la surface du liquide. Alors, la concentration des molécules d'eau sur la surface du liquide diminue par rapport au cas de l'eau pure. Donc, à l'état d'équilibre thermodynamique, la pression de vapeur dans l'air est moindre que celle dans le cas de l'eau pure. Cela signifie que l'humidité relative au-dessus d'une solution saline est inférieure à 100 %. Par ailleurs, différentes solutions salines donnent différentes concentrations de molécules d'eau. Donc on peut obtenir un équilibre à différentes humidités relatives avec différentes solutions salines [53].

1.3.1.2 Humidité relative au-dessus du ménisque

Si on remplace le contenant dans la figure 1.10 par un tube fin, l'interface entre l'air et l'eau liquide deviendra un ménisque, voir Figure 1.11. Ce ménisque rend plus difficile (force nécessaire plus importante) l'évasion des molécules de la surface de l'eau, voir Figure 1.12. Ainsi, la pression de vapeur $P_{v,m}$ au-dessus du ménisque est moindre que la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$ à l'état d'équilibre thermodynamique. La pression de vapeur au-dessus du ménisque $P_{v,m}$ est une fonction croissante du rayon de tube (ou une fonction décroissante de la courbure du ménisque) [8]. L'humidité relative au-dessus du ménisque HR_m est donnée par

$$HR_m = \frac{P_{v,m}}{P_{v,s}} \tag{1.3.2}$$

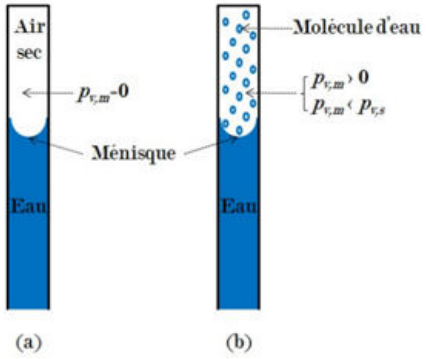


FIGURE 1.11 : Pression de vapeur au-dessus de ménisque : (a) air sec au-dessus du ménisque concave ; (b) à l'état de l'équilibre thermodynamique, la pression de vapeur $P_{v,m}$ est inférieure à la pression de vapeur saturante $P_{v,s}$ [8].

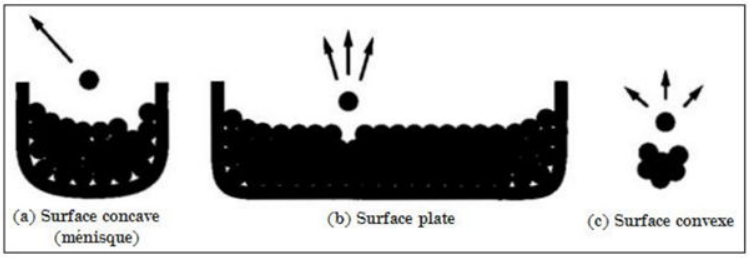


FIGURE 1.12 : L'énergie nécessaire et les directions potentielles pour l'évasion des molécules de surface d'un liquide sont différentes en fonction de la forme de ménisque. Pour le ménisque concave (a), il faut plus d'énergie et moins de directions d'évasion sont possibles que pour les deux autres cas [8].

Si on met ce tube (ouvert en haut) dans l'air ambiant dont l'humidité relative HR_{air} est supérieure à l'humidité relative au-dessus du ménisque HR_m, la diffusion de molécules d'eau va augmenter la pression de vapeur au-dessus de ménisque. Cela va détruire l'équilibre thermodynamique entre l'évaporation et la condensation et une plus grande quantité de molécules d'eau vont se condenser dans l'eau liquide. Par condensation, le tube va se remplir d'eau. Ce phénomène s'appelle la condensation capillaire. Par contre, si $HR_{air} < HR_m$, une plus grande quantité de molécules d'eau vont s'échapper de l'eau liquide et le tube va se vider par l'évaporation de l'eau

1.3.1.3 Sorption des matériaux cimentaires sous différentes humidités relatives

Des chercheurs [9, 54] pensent que, avec la condensation capillaire, l'adsorption de molécules d'eau sur la paroi des pores joue un grand rôle dans la sorption de matériaux poreux lorsque l'humidité relative n'est pas très importante (moins de 40 %). Lorsque l'humidité relative de l'air ambiant augmente de 0 à 100 %, l'adsorption d'eau peut être divisée en 3 étapes : étape d'adsorption monomoléculaire, l'étape d'adsorption multi-moléculaire et l'étape de condensation capillaire, voir la Figure 1.13.

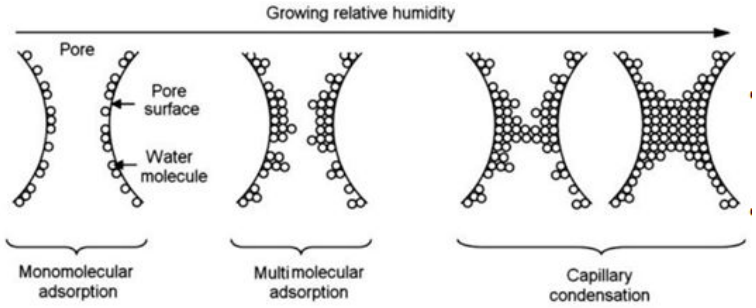


FIGURE 1.13 : Schématisation du processus d'adsorption lorsque l'humidité relative ambiante augmente [9].

- Étape d'adsorption monomoléculaire

Les molécules de vapeur d'eau sont fermement adsorbées sur la paroi des pores sous l'effet des forces de Van der Waals. Ce phénomène apparaît à faible humidité relative (moins de 10%).

- Étape d'adsorption multimoléculaire

Lorsque l'humidité relative est plus importante (10% <HR< 40%), la deuxième couche de molécules d'eau s'adsorbe sur la première couche. Ensuite, la troisième couche s'adsorbe sur la deuxième couche, etc. Des multicouches de molécules se forment sur la paroi des pores. On estime à 6 couches le maximum [55].

- Étape de condensation capillaire

Lorsque l'humidité relative est importante (supérieure à 40 %) , les multicouches se joignent et forment un pont liquide c'est l'étape de condensation capillaire, l'interface entre l'air et l'eau liquide deviendra un ménisque. Ce ménisque représente l'équilibre thermodynamique entre la phase liquide et la phase gazeuse.

1.3.2 Modélisation des échanges hydriques

1.3.2.1 Mécanismes de l'adsorption

Cas où le pore n'est accessible que par une extrémité

Le rayon du ménisque et la pression P_v sont liés par l'équation de Kelvin-Laplace traduisant un état d'équilibre mécanique mais également thermodynamique entre la phase gazeuse et la phase liquide. Nous détaillerons ceci plus loin. La relation de Kelvin-Laplace est donnée par l'équation :

$$ln\frac{P_v}{P_{vs}} = -\frac{\sigma M_v}{\rho_l RT}(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}) \tag{1.3.3}$$

Dans laquelle :

P_v (Pa) : pression partielle de vapeur d'eau
P_{vs} (Pa) : pression de vapeur saturante
σ (N/m) : tension superficielle eau-vapeur
M_v (kg/mol) : masse molaire de la vapeur d'eau (18. 10^{-3} kg/mol)
ρ_l (kg/m^3) : masse volumique de l'eau
r_1 (m) : rayon de courbure du ménisque liquide à l'interface liquide/vapeur
r_2 (m) : rayon de courbure du ménisque vapeur à l'interface liquide/vapeur ($r_1 = r_2 = r_m$)
R : constante de gaz parfaits (8,32 J/mol/kg)
T (K) : température

L'équation devient alors :

$$ln\frac{P_v}{P_{vs}} = -\frac{2\sigma M_v}{\rho_l R T r_m} \tag{1.3.4}$$

La masse volumique de l'eau, la tension superficielle eau-vapeur et la pression de vapeur saturante évoluent avec la température. Différentes expressions sont proposées dans la littérature. On peut retenir celles adoptées par Maekawa et al. [10] ainsi que celle utilisée par Monlouis [56] :

$$\rho_l = 1,54 \times 10^{-5}T^3 - 1,85 \times 10^{-2}T^2 + 6,65T \qquad (273 < T < 373) \tag{1.3.5}$$

$$\sigma(T) = (128 - 0,185T) \times 10^{-3} \tag{1.3.6}$$

Le rayon du ménisque r_m et le rayon du capillaire r_k, appelé aussi rayon de Kelvin, sont liés par la relation suivante (Figure 1.14) :

$$r_k = r_m cos\theta \tag{1.3.7}$$

Où θ est l'angle de contact.

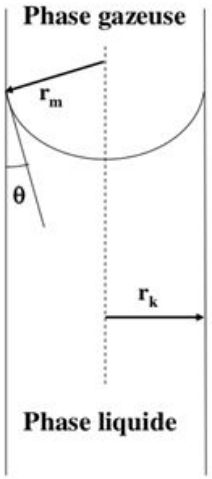


FIGURE 1.14 : Illustration de l'équation de Kelvin Laplace pour le cas d'un ménisque sphérique [10] .

Le rapport $\frac{P_v}{P_{vs}}$ représente l'humidité relative, que nous notons h. L'équation peut donc s'écrire :

$$ln(h) = -\frac{2\sigma M_v cos\theta}{\rho_l RT r_k} \tag{1.3.8}$$

Lorsqu'on se trouve à une humidité relative h, il y a de la condensation capillaire dans le matériau dans tous les pores (supposés cylindriques) de rayon inférieur à r_k donc tous les pores de rayon inférieur à r_k sont saturés en eau à l'équilibre et les petits pores étant remplis en premier. Notons que cette relation est également valable dans le cas de la désorption auquel cas les pores les plus gros sont vidangés en premier. Un hystérésis peut apparaitre du fait que $\theta_{min} < \theta < \theta_{max}$
L'eau condensée ne bouge pas. En effet, elle atteint un état d'équilibre mécanique au niveau de l'interface liquide-vapeur (ménisque) se traduisant par l'égalité des forces en présence qui sont les forces capillaires et les forces de tension superficielles. Cet état d'équilibre mécanique s'écrit grâce à la loi de Laplace :

$$P_c = P_g - P_l = \frac{2\sigma cos\theta}{r_k} \tag{1.3.9}$$

Avec
P_c : pression capillaire
P_g : pression de la phase gazeuse
P_l : pression de la phase liquide

La différence de pression entre la phase gazeuse et la phase liquide, au niveau du ménisque est la pression capillaire P_c. D'après la loi de Laplace, les forces en présence sont peu importantes lorsque le rayon du pore est grand , notamment au-delà d'une cinquantaine

de nm. Dans ce cas, le matériau est à l'état saturé : la pression de vapeur est égale à la pression de vapeur saturante et l'eau liquide est à la pression atmosphérique.
Il existe également un état d'équilibre thermodynamique entre l'eau liquide et la vapeur d'eau. Cet équilibre est régi par l'égalité des potentiels massiques de Gibbs.
L'expression de ce potentiel pour chacune des deux phases (liquide et vapeur) est donnée par

$$g_i(p_i, T) = e_i + \frac{P_i}{\rho_i} - Ts_i \tag{1.3.10}$$

i = l (liquide) ou v (vapeur)
Dans laquelle e_i et s_i désignent respectivement l'énergie interne et l'entropie par unité de masse de chaque phase. L'équilibre thermodynamique des deux phases de l'eau se traduit par l'égalité suivante :

$$g_v(P_v, T) = g_l(P_l, T) \tag{1.3.11}$$

Le cas d'un changement de phase non dissipatif conduit à la relation suivante :

$$dg_v(P_v, T) = dg_l(P_l, T) \tag{1.3.12}$$

Que l'on peut écrire en condition isotherme :

$$\frac{dg_v}{dP_v}dP_v = \frac{dg_l}{dP_l}dP_l \tag{1.3.13}$$

Soit :

$$\frac{dP_v}{d\rho_v} = \frac{dP_l}{d\rho_l} \tag{1.3.14}$$

La vapeur d'eau étant assimilée à un gaz parfait, on a :

$$\rho_l \frac{RT}{M_v}\frac{dP_v}{d\rho_v} = dP_l \tag{1.3.15}$$

L'état de référence par rapport auquel est intégrée l'équation est l'équilibre thermodynamique lorsque le matériau est à l'état saturé. En d'autres termes, la pression liquide est égale à la pression de gaz elle-même égale à la pression atmosphérique ($P_l = P_{atm}$). Dans ces conditions, la pression de vapeur P_v est donc égale à la pression de vapeur saturante P_{vs}. On obtient alors :

$$\rho_l \frac{RT}{M_v} ln\left(\frac{p_v}{p_{vs}}\right) = P_l - P_{atm} \tag{1.3.16}$$

Et d'après la définition de l'humidité relative :

$$\rho_l \frac{RT}{M_v} ln\,(h) = P_l - P_{atm} \tag{1.3.17}$$

En combinant cette relation avec celle définissant la pression capillaire (1.3.9), il vient :

$$\rho_l \frac{RT}{M_v} ln\,(h) = -P_c + P_g - P_{atm} \tag{1.3.18}$$

Or, généralement, la pression de la phase gazeuse à l'intérieur du système poreux est supposée constante et égale à la pression atmosphérique ($P_g = P_{atm}$). Il reste finalement :

$$\rho_l \frac{RT}{M_v} ln\,(h) = -P_c \tag{1.3.19}$$

Cas où le pore est accessible par ses deux extrémités

Si le pore est accessible par ses deux extrémités, la condensation a lieu sans formation de ménisque. L'équation devient :

$$ln\,(h) = -\frac{\sigma M_v}{\rho_l RT r_k} \tag{1.3.20}$$

Maekawa et al. [10] décrivent le processus de transport de l'humidité dans un milieu poreux en cinq étapes principales. Pour simplifier, les auteurs schématisent le milieu poreux à l'aide d'un pore pourvu d'un col à chaque extrémité (Figure 1.15).

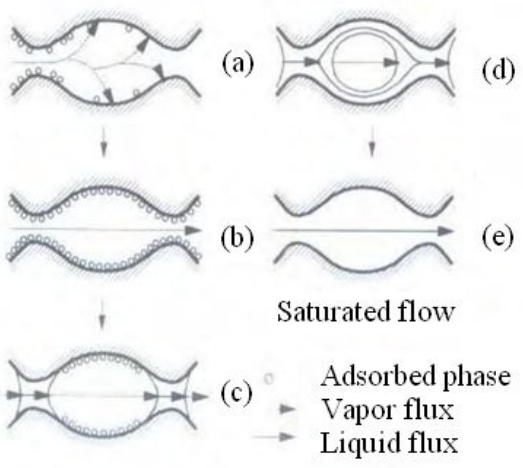


FIGURE 1.15 : Mécanismes de l'adsorption dans un pore idéalisé [10].

Le processus commence par l'adsorption des molécules d'eau à la surface du pore (schéma a). Dans les conditions d'équilibre, l'épaisseur de la couche adsorbée dépend de la vapeur d'eau dans le pore (schéma b). Dès lors qu'un flux de vapeur, se comportant comme un gaz parfait, s'établit, la condensation au niveau des cols du pore augmente (schéma c). Dans ce cas, le système devient perméable à la vapeur d'eau (schéma d). On assiste alors en plus du flux de vapeur à un début d'écoulement liquide entre les films d'eau

adsorbée en surface dont l'épaisseur devient substantielle. Il s'agit là d'une transition vers la dernière phase (schéma e), pour laquelle la pression de vapeur augmente à un point tel que l'on a de l'eau condensée dans le pore qui devient saturé.

1.3.2.2 Mécanismes de la désorption

La désorption est le processus inverse de l'adsorption, pour lequel les molécules adsorbées se détachent du solide poreux. La désorption, se produit lorsque le solide est soumis à une ambiance où règne une humidité relative inférieure à celle de son humidité relative interne. Dans le cas des matériaux cimentaires, on peut également parler de séchage. Baroghel Bouny [11] identifie quatre modes de transport de l'humidité, suivant l'humidité relative de l'air ambiant 1.16. À saturation, tout le réseau poreux est rempli d'eau liquide et cette phase "capillaire" est continue. Dès que les pores se désaturent en surface, il règne des gradients de pression liquide entre la surface et le cœur du système poreux. Aux fortes humidités, les mouvements hydriques se font donc par perméation de la phase liquide
La perméabilité à l'eau liquide ainsi que la continuité de la phase liquide sont mises en jeu dans le processus. Pour les HR intermédiaires, la phase liquide devient discontinue. Le transfert d'humidité est alors possible grâce aux phénomènes d'évaporation-condensation mettant en jeu le processus de diffusion gazeuse. C'est cette diffusion gazeuse qui devient prépondérante aux basses HR pour lesquelles, seule la couche d'eau adsorbée subsiste, l'eau condensée n'étant plus présente. Xi et al. [57] distinguent la diffusion de Knudsen due aux collisions entre les molécules d'eau entre elles et avec la paroi des pores et la diffusion surfacique des molécules d'eau de la couche adsorbée. Ces différents types de transfert d'humidité sont illustrés sur la Figure 1.16 :

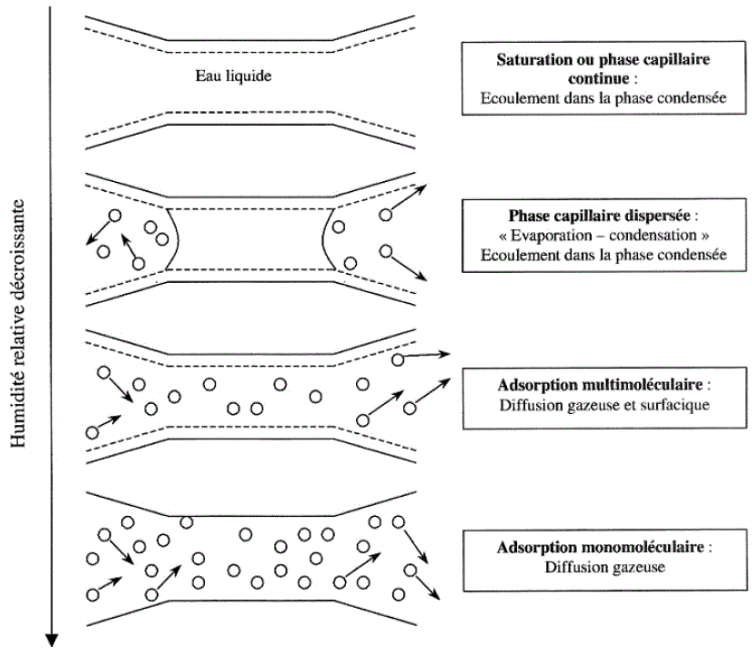


FIGURE 1.16 : Illustration des quatre types de transfert d'humidité possibles dans un pore cylindrique suivant l'humidité relative de l'air ambiant [11]

1.4 Les équilibres thermodynamiques

1.4.1 Les changements d'état de l'eau

Dans la nature, l'eau peut exister sous différentes formes : on parle de différents états ou de différentes phases. Ces états sont l'état solide, l'état liquide et l'état vapeur (appelé aussi état gazeux). Selon les valeurs des variables thermodynamiques que sont la pression et la température, l'eau se trouve à l'état solide, liquide ou vapeur. En faisant varier ces variables, il est donc possible de passer d'un état à un autre : on parle de changement d'état ou encore de changement de phase.
Les différents changements d'état sont :

- La fusion : c'est le passage de l'état solide vers l'état liquide. Le changement inverse est la solidification.
- La vaporisation : c'est le passage de l'état liquide vers l'état vapeur (ou gazeux). Le changement inverse est la liquéfaction ou condensation liquide.
- La sublimation : c'est le passage de l'état solide vers l'état vapeur. Le changement inverse est la condensation solide.

Les différents noms de ces changements de phase sont rappelés sur la figure 1.17

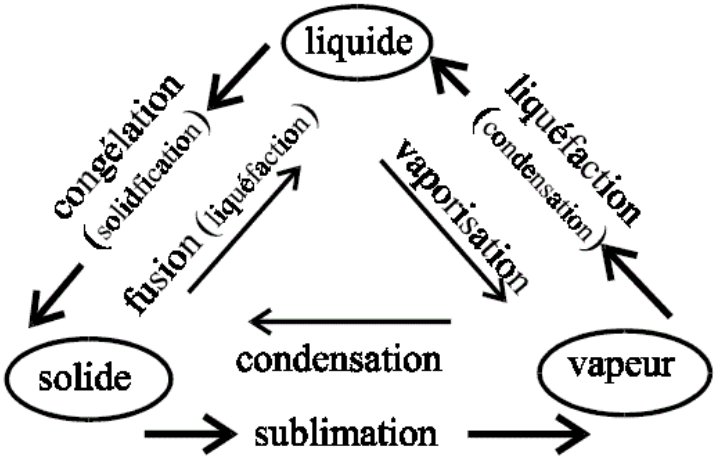


FIGURE 1.17 : Les changements d'état.

Durant le passage d'un état à un autre état, il y a équilibre entre les deux phases, c'est à dire que l'eau est présente sous deux états différents. Tous ces passages d'un état de la matière à un autre sont caractérisés par une température qui reste constante durant le changement d'état de la phase solide à la phase liquide puis gazeuse.
Comme on le voit sur la figure 1.18, l'apport progressif d'une quantité de chaleur permet de réaliser ces changements d'états. l'exemple proposé est effectué à la pression atmosphérique.

La quantité de chaleur qu'il faut fournir à l'unité de masse d'un corps pour le faire passer de l'état solide à l'état liquide à la température T est appelée chaleur latente de fusion (L_f = 333 kJ/kg à T = 0 °C, cette valeur signifie qu'il faut 333 kJ pour transformer 1 kg de glace en 1 kg d'eau liquide à T = 0 °C).
La phase liquide étant caractérisée par un désordre des molécules plus important que celui de la phase solide, cette énergie a permis de lutter contre les forces d'attraction pour libérer les molécules de leur position relativement fixe dans le solide et leur permettre de se mouvoir les unes par rapport aux autres, ce qui correspond à la phase liquide.
De même, la quantité de chaleur qu'il faut fournir à l'unite de masse d'un corps pour le faire passer de l'état liquide à l'état gazeux à la température T est appelée chaleur latente de vaporisation (L_v = 2 250 KJ/Kg à T = 100 °C. Cette valeur signifie qu'il faut 2 250 KJ pour transformer 1 kg d'eau liquide en 1 kg de vapeur à T = 100 °C).

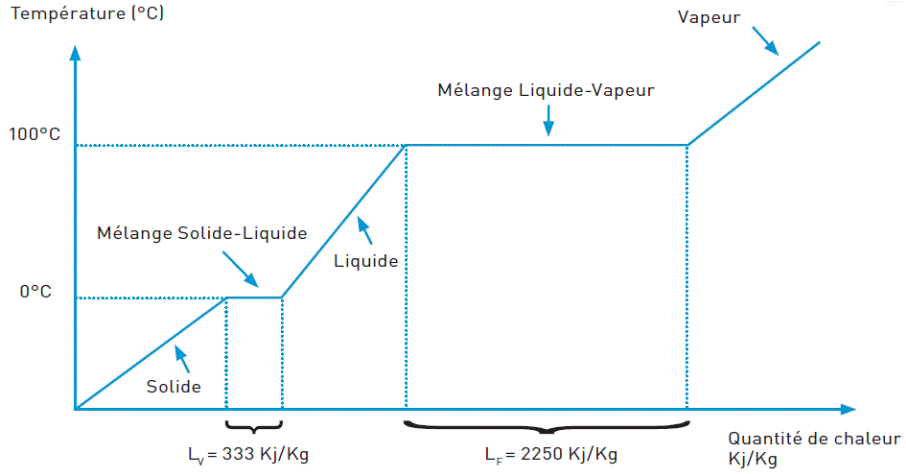


FIGURE 1.18 : Changement de phase de l'eau à la pression atmosphérique [12].

1.4.2 Diagramme d'équilibre de l'eau

Si on refait l'expérience précédente à une autre pression, les valeurs des températures de fusion et de vaporisation sont différentes. Il est alors possible de tracer la courbe P = f (T) pour le passage de l'état liquide à l'état gazeux. Ce tracé est possible pour tous les changements de phase, ce qui permet d'obtenir, en plus de la courbe de fusion, les courbes de sublimation et de vaporisation. Sur un même graphe, l'ensemble de ces courbes constitue le diagramme d'équilibre du corps pur, qui pour l'eau est représenté sur la figure 1.19.

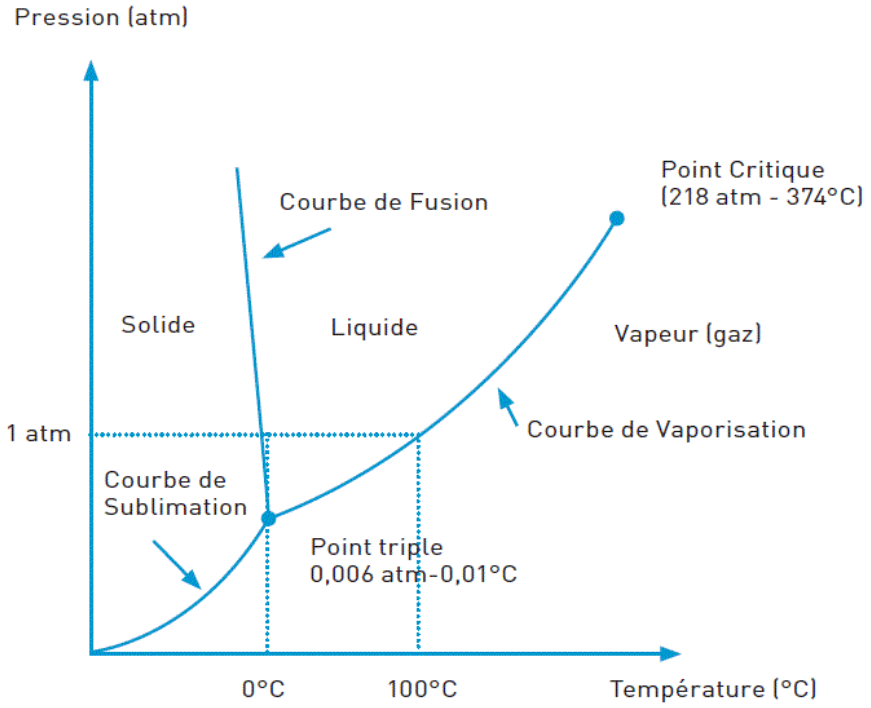


FIGURE 1.19 : Diagramme d'équilibre de l'eau [13].

1.4.3 Pression de vapeur saturante

Si on considère une enceinte fermée contenant de l'eau à l'équilibre sous les états de liquide et de vapeur, la pression de vapeur surmontant l'eau liquide est égale à la pression de vapeur saturante. Cette pression ne dépend que de la température de l'enceinte mais absolument pas de la masse d'eau liquide ni du volume de l'enceinte.
La vapeur d'eau au-dessus du liquide est de la vapeur d'eau dite saturée. A une température donnée la courbe de vaporisation du diagramme d'équilibre fournit la pression de vapeur saturante. Elle est notée souvent P_0 : sa valeur n'a de sens que si on précise la température T ($P_0(T)$). La pression de vapeur saturante est une fonction croissante de la température (application : cuisson en cocotte-minute).

1.4.4 Principe de l'autoclave

Quand on chauffe de l'eau, sa température, à une altitude normale, monte jusqu'à 100 °C et ensuite, l'énergie qu'on communique à l'eau ne sert pas à augmenter sa température, mais à faire s'évaporer l'eau. Souvent des bulles de vapeur d'eau prennent naissance dans le liquide et montent à la surface : l'eau bout. Ce qui se passe, c'est qu'à force d'agiter les molécules d'eau (chauffer) elles se détachent les unes des autres passant de l'état liquide où elles sont plus ou moins collées à l'état gazeux où elles sont indépendantes (figure

1.20).
Quand on fait bouillir de l'eau en altitude, comme la pression de l'air ambiant est plus faible, les molécules d'eau sont moins proches les unes aux autres. Elles vont plus facilement se détacher du liquide, donc s'évaporer. Il y a moins besoin d'agiter les molécules du liquide pour qu'elles se détachent, donc besoin d'une température moins élevée pour que l'eau bout.
Inversement, lorsque l'eau est soumise à une plus grande pression, il faut fournir plus d'énergie aux molécules pour arriver à les détacher de la partie liquide.

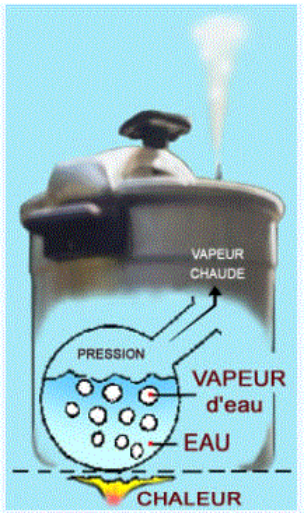


FIGURE 1.20 : Principe de l'autoclave.

1.5 Évolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton avec la température

1.5.1 Évolution de la pâte de ciment avec la température

Dans les chapitres précédents nous avons présenté la structure de la pâte de ciment, en mettant en évidence l'influence de l'eau présente dans la structure sur les propriétés physiques et mécaniques, notamment sur les forces d'adhérence entre les feuillets du gel CSH.
Quand bien même cette étude ne s'intéresse qu'aux températures inférieures à 160 °C, nous allons rappeler, dans un cadre plus global, l'évolution de la pâte de ciment durcie pendant l'échauffement depuis la température ambiante jusqu'à 1300 °C, température à laquelle le matériau se décompose. Cette évolution est fortement liée à l'évaporation de l'eau, aux processus de déshydratation des hydrates formant la matrice cimentaire et aux transformations physico-chimiques. Les transformations qui accompagnent le processus de déshydratation enregistrées sur la courbe issue de l'analyse thermique différentielle (ATD) d'un gel CSH caractérisé par le coefficient C/S=1 (CaO/SiO_2) sont présentés sur la Figure 1.21. Nous pouvons observer deux pics caractéristiques : un pic endothermique à 140 °C dû au départ d'eau et un pic exothermique aux alentours de 840 °C correspondant aux changements morphologique de la phase du gel CSH.

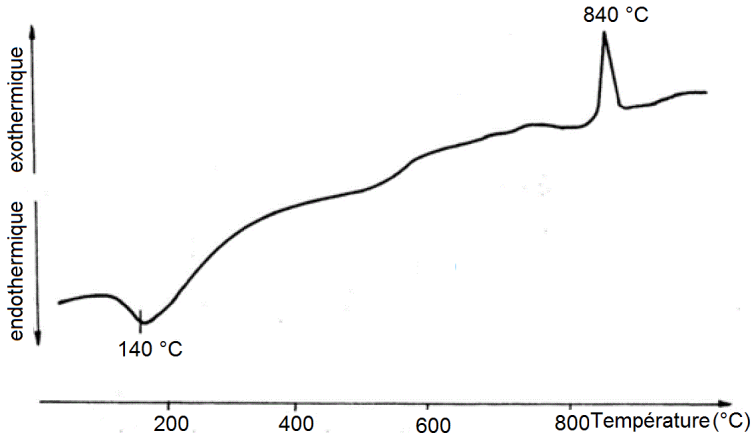


FIGURE 1.21 : ATD (analyse thermique différentielle) du gel CSH, C/S= 1 [14].

Dans la pâte de ciment chauffée, les premiers changements sont l'évaporation de l'eau libre et la décomposition de l'ettringite, avant la température de 100 °C. On observe les premiers signes de la décomposition du gel CSH à 180 °C. Selon certains auteurs, ils sont même observés à des températures plus faibles [58]. Dans la gamme des températures 80 °C - 200 °C se produit la déshydratation de l'ettringite. Lorsque l'on dépasse 300 °C, l'eau la plus fortement liée qui participe à la constitution des hydrates, s'évapore progressivement.

1.5.2 Mouvements hydriques dus à la variation de température

La variation de la température dans les bétons peut engendrer des gradients de température au sein du matériau qui vont provoquer des déséquilibres hydriques, causés par le séchage et l'humidification, et des endommagements de la microstructure.
L'élévation de tempéraure génère un gradient de température, une migration d'eau, un gradient d'humidité et des contraintes thermo-mécaniques. Dès qu'un chauffage intervient à la surface d'un élément en béton, les différents mécanismes de transferts vont être plus ou moins accentués par l'existence de ces gradients entrainés par le changement de température. Ces gradients, principalement gouvernés par la conduction thermique (loi de Fourier) entrainent des gradients de pression de gaz (pression partielle de vapeur d'eau et/ou pression d'air sec) ; l'influence de ces gradients de pression sur le transfert de masse sera plus importante si la température est supérieure à 100 °C. En effet, pour des températures inférieures à 100 °C, les phénomènes de diffusion restent prépondérants [59].
Ainsi, la migration d'humidité dans un béton chauffé non uniformément est un phénomène complexe, il dépend de plusieurs paramètres et de leurs interactions. England et al [60] ont révélé que, pour des températures élevées (T > 105 °C), l'infiltration (flux induit par une pression) est le phénomène de transport dominant : le chauffage entraine une évaporation de l'eau et une pressurisation non négligeable de la vapeur et de l'air à l'intérieur des pores.
Lorsqu'une surface d'un élément en béton est exposée à une élévation de température, les phénomènes précédents entrainent d'une part, une migration et un largage de vapeur aux limites de la structure et d'autre part une migration de l'eau liquide depuis les zones les plus chaudes vers les zones les plus froides du béton.

1.5.3 Évolution des propriétés thermiques avec la température

1.5.3.1 Conductivité thermique

D'une manière générale, lorsque la température augmente, la conductivité thermique du béton diminue. Ce comportement met en évidence la détérioration de la microstructure : les microfissures limitent les transferts de la chaleur. La teneur en eau, le type de granulats, le type de ciment et la formulation du béton sont les principaux paramètres de cette variation.
La Figure 1.22 montre les résultats des mesures de la conductivité thermique pour les bétons initialement secs M30 et M100 contenant des granulats calcaires [15]. On constate sur cette figure que la conductivité thermique décroît de 0,35 W/m.K entre 105 °C et 400 °C.

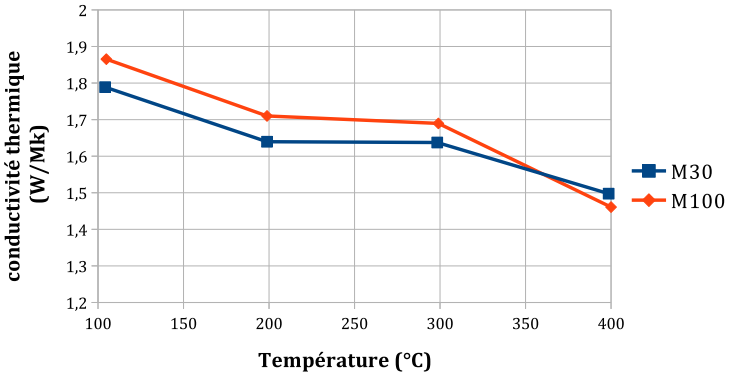


FIGURE 1.22 : Évolution de la conductivité thermique résiduelle avec la température [15].

La Figure 1.23 montre l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température pour différents types de béton non préalablement séchés avant l'essai. Ces résultats ont été obtenus par Crispino [61] et Maréchal [62] et repris dans [16, 17, 63] . On constate sur cette figure que la conductivité augmente au début avec la température puis diminue au-delà de 50 à 90 °C pour les différents bétons. À titre d'exemple, la conductivité thermique du béton calcaire augmente de 15% entre 50 et 90 °C. Cette augmentation est due essentiellement au fait que la conductivité thermique de l'eau varie de 0,6 W/m°C à 25 °C à 0,68 W/m°C à 130 °C. La conductivité thermique du matériau commence à diminuer quand il commence à perdre de l'eau par évaporation.

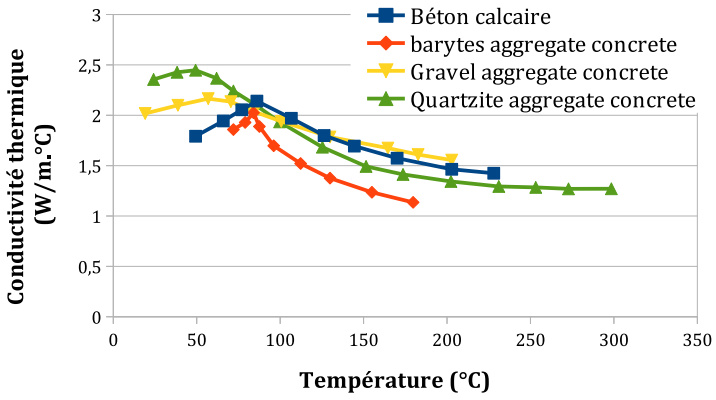


FIGURE 1.23 : Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température [16].

1.5.3.2 Chaleur spécifique

La Figure 1.24 montre les variations de la chaleur spécifique en fonction de la température pour différents types de béton, résultat repris dans [15, 17, 63]

Les résultats de ces mesures ont montré que la chaleur spécifique des bétons de granulats calcaires et de granulats siliceux augmente avec la température. Pour les bétons avec granulats de granit, la variation de la chaleur spécifique en fonction de la température n'est pas significative.
Cette augmentation de la chaleur spécifique est peut-être liée aux réactions chimiques et physiques qui ont lieu dans le béton aux hautes températures et qui sont en général endothermiques.

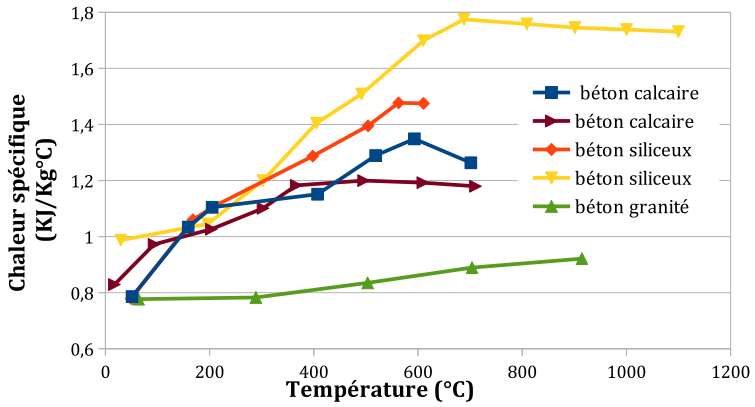


FIGURE 1.24 : Variation de la chaleur spécifique en fonction de la température [17].

La Figure 1.25 montre les résultats obtenus par Kalifa de la mesure de la chaleur spécifique à différentes températures pour un béton ordinaire et pour un BHP. Kalifa [15] explique que la perte en eau du matériau contribue à la décroissance légère de la chaleur spécifique.

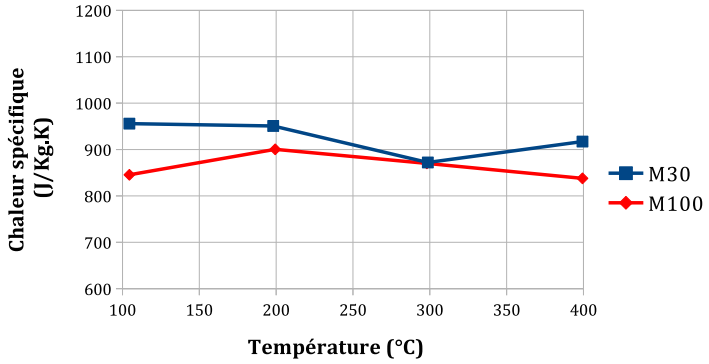


FIGURE 1.25 : Evolution de la chaleur spécifique résiduelle avec le traitement thermique [15].

La chaleur spécifique du béton dépend essentiellement de la chaleur spécifique des gra-

nulats puisque ceux-ci en constituent la plus grande proportion volumique et la chaleur spécifique de l'eau. Cependant, les chaleurs latentes des différentes transformations physico-chimiques (dans la pâte de ciment durcie et les granulats) influencent l'évolution de la chaleur spécifique du béton avec la température. On a trouvé dans la littérature des résultats contradictoires de l'évolution de la chaleur spécifique en fonction de la température. Il faut noter que certains essais sont effectués à chaud (figure 1.24) et d'autres après refroidissement (figure 1.25)

1.5.4 Évolution des propriétés mécaniques avec la température

À température ambiante, le béton est considéré comme un matériau quasi fragile en traction et assuré en compression. Son comportement est dissymétrique en traction et compression dans le sens où sa résistance en traction est très faible devant sa résistance en compression. Des essais avec plusieurs cycles de compression hors de la zone élastique permettent d'observer une perte des propriétés mécaniques (endommagement) ainsi que des déformations résiduelles dues à la fissuration du matériau. Le béton possède également un comportement unilatéral, mis en évidence par un essai cyclique traction-compression. Il consiste en une restauration de la raideur du matériau lors du passage d'un état de traction (ouverture des fissures) à un état de compression (refermeture des fissures) [64]. Sous l'effet des différentes transformations physico-chimiques, des micro-fissurations et des mouvements d'humidité qui prennent place au sein du matériau lors de l'élévation de la température, les propriétés mécaniques évoluent fortement.
Les propriétés du béton soumis à des températures élevées dépendent des conditions d'essais (la vitesse de chauffage et de refroidissement, la présence de la charge mécanique et l'histoire de son application) ainsi que de l'état des éprouvettes au moment de la réalisation des essais (à chaud, après refroidissement ou après un certain temps après le refroidissement).

1.5.4.1 Comportement en compression

La plupart des études mécaniques du béton portent sur le comportement du matériau en compression uniaxiale. Cela s'explique par la relative simplicité des techniques expérimentales requises et par le fait que la résistance à la compression du béton participe à la stabilité globale des structures.
La Figure 1.26 (Hager[18]) présente l'influence de la température sur le comportement du matériau en compression uniaxiale.
On peut distinguer deux phases consécutives dans l'évolution de la résistance en compression lorsque la température passe de 0 à 200 °C.
Dans la phase I, entre 20 °C et 100 °C on note une diminution des résistances relatives d'environ 20 à 30 %. Cet affaiblissement peut s'expliquer par la dilatation thermique de l'eau (α_w= 70 x 10^{-6} K^{-1}) qui peut entraîner un écartement des feuillets du gel CSH. L'écartement des feuillets provoque une diminution des forces d'attraction entre ces feuillets. En sachant que la rupture en compression est liée au dépassement des contraintes de cisaillement, l'affaiblissement des liaisons entre les hydrates peut provo-

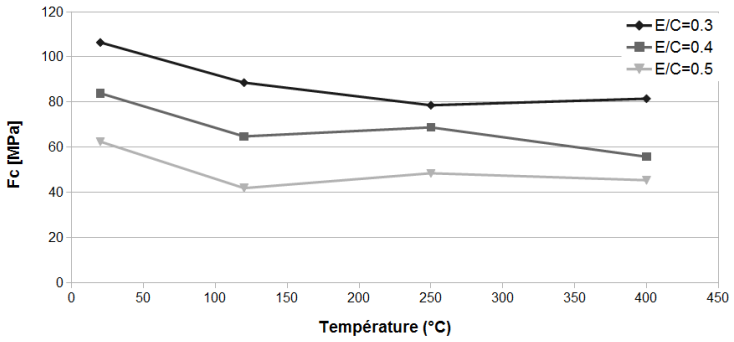


FIGURE 1.26 : Évolution de la résistance en compression à chaud de bétons avec différents rapports E/C (Hager [18]).

quer l'apparition de micro-défauts facilitant le glissement. De plus dans les BHP par exemple les pressions de fluides qui se créent dans le matériau induisent des contraintes internes non négligeables exercées sur le squelette solide.
Puis, dans la phase II, entre 100 °C et 200 °C, on observe une augmentation des valeurs de la résistance par rapport à la valeur plus faible mesurée à 120 °C pour les béton avec E/C = 0.4 et E/C = 0.5. Cette augmentation peut avoir comme origine le départ de l'eau du matériau réaugmentant les forces d'attraction par le rapprochement des feuillets de CSH. Pour un béton de E/C faible (0,3 environ) la phase de récupération de la résistance est significativement retardée. Ceci peut s'expliquer par la perméabilité plus faible de ces bétons plus compacts. Par conséquent, le départ de l'eau est ralentie d'où une augmentation de la résistance retardée. Cette récupération de résistance paraît être dépendante de la durée du palier de stabilisation de la température.

1.5.4.2 Résistance en traction

Le suivi de l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température est réalisé, par fendage, par essais de flexion ou par essais de traction directe [18, 19]. Les valeurs obtenues en traction directe restent les plus proches de la réalité. Le manque de résultats de traction directe à chaud est principalement lié à la complexité de la réalisation des essais à température élevée.
Nous pouvons citer les résultats de Felicetti [19] selon lesquels la résistance en traction directe du béton mesurée à chaud décroit avec l'élévation de la température. Hager [18], dans ses essais de traction à chaud de traction directe, a constaté un comportement inverse c'est à dire une augmentation de la résistance à la traction en fonction de la température.

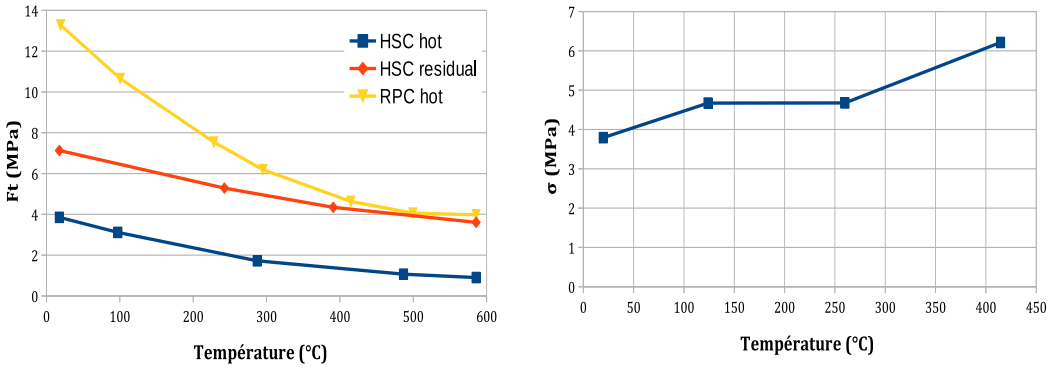


FIGURE 1.27 : Évolution de la résistance en traction directe du béton mesurée à chaud selon Felicetti [19] à gauche et Hager [18] à droite.

1.5.4.3 Énergie de fissuration

L'énergie de fissuration peut être définie comme l'énergie nécessaire à la création d'une fissure de surface unitaire. Son expression est donnée par l'équation suivante :

$$G_f = \frac{W_0}{A_{lig}} \left(J/m^2\right) \tag{1.5.1}$$

Où :
A_{lig} l'aire du ligament non entaillé de l'éprouvette en [m^2].
W_0 est l'aire sous la courbe effort-déplacement du point d'application de la force en [J]

$$W_0 = \int_0^{\delta_0} P\left(\delta\right) d\delta \tag{1.5.2}$$

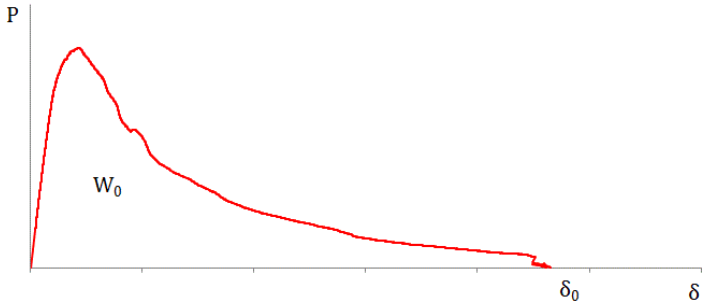


FIGURE 1.28 : Courbe effort-déplacement .

Belhamel [20] a effectué des essais sur des éprouvettes entaillées en flexion trois points sous chargement thermique, à des températures moyennes de 25 °C, 50 °C et 100 °C, il a

montré que lorsque la température dépasse 50°C, la diminution de l'énergie de fissuration des bétons devient sensible.Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 1.29

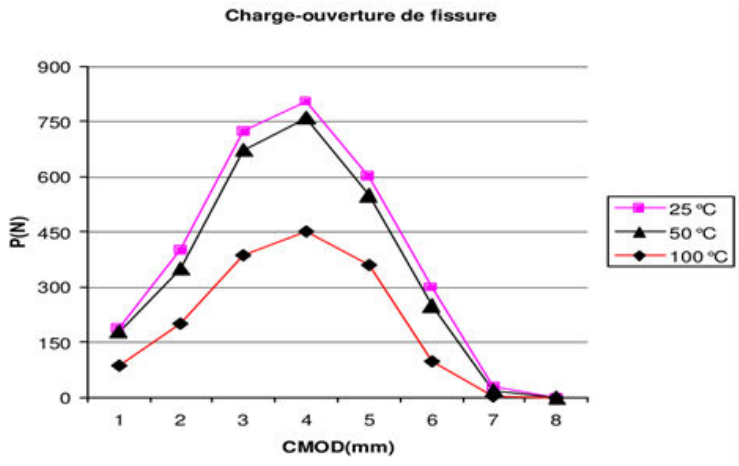


FIGURE 1.29 : Variation de la courbe force-déplacement en fonction de la température [20].

La figure 1.30 [21] présente l'évolution de l'énergie de fissuration avec la température et la teneur en eau. Bazant a effectué des essais en flexion trois points à chaud sur des éprouvettes entaillées saturées en eau (wet) et sèches (dry). On peut noter que l'énergie de fissuration diminue lorsque la température augmente entre 20 et 200 °C pour les éprouvettes sèches et entre 20 et 90 °C pour les éprouvettes humides [21].

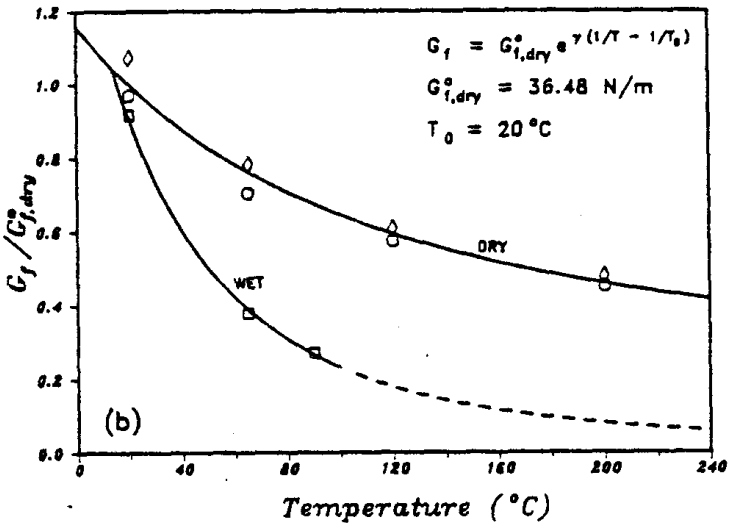


FIGURE 1.30 : Evolution de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température et la teneur en eau [21].

La figure 1.31 [22] présente l'évolution de l'énergie de fissuration résiduelle avec la température. Les valeurs sont obtenues après un cycle d'échauffement et refroidissement jusqu'à la température ambiante. Les matériaux testés étaient deux BHP (M75C et M75SC) et un BO (M30C). D'après Marechal [22], l'énergie de fissuration diminue lorsque la température passe de 20 °C à 120 °C pour le béton BHP (M75SC) puis il commence a augmenter lorsque la température est au delà de 120 °C, et pour les deux autre béton (M75 et M30C) l'énergie de fissuration augmente lorsque la température augmente.

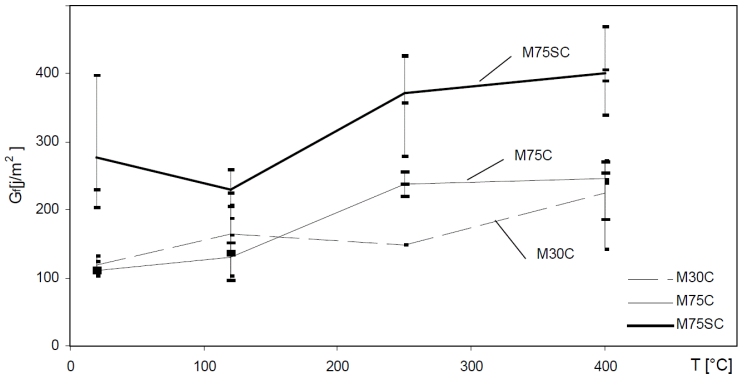


FIGURE 1.31 : Évolution de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [22].

Carré [23] a fait des essais de flexion trois points à chaud pour déterminer l'évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la température (figure 1.32). Les essais ont été effectués sur deux types de béton (B40 et B60) sous chargement thermique à des températures de 20 °C, 120 °C, 250 °C, 400 °C et 600 °C. Les résultats obtenus ont montré que lorsque la température augmente, l'énergie de fissuration augmente pour le B40 et l'énergie de fissuration diminue légèrement lorsque la température passe de 20 °C à 120 °C puis elle commence à augmenter lorsque la température passe au delà de 120 °C pour le béton B60 (figure 1.32).

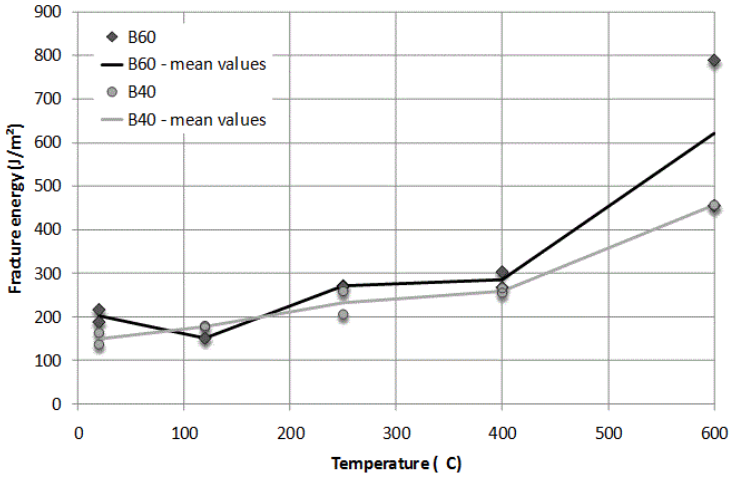


FIGURE 1.32 : Évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la température [23].

D'après les résultats trouvés dans la littérature, on peut conclure que l'énergie de fissuration dépend de la formulation de béton, de la température de béton durant l'essai et du degré de saturation en eau du béton . Les résultats de l'évolution de l'énergie de fissuration avec la température sont contradictoire et cela dépend certainement de la formulation de béton et de l'état hydrique initial des éprouvettes. Tous les essais ont été réalisés sans prise en compte l'effet du degré de saturation, sauf dans le cas des expériences de Bazant qui a testé les deux cas extrêmes (des éprouvettes saturés et des éprouvettes séchées).

1.5.4.4 Essai DCT (disk-shaped compact tension)

A la suite des développements théoriques en mécanique de la rupture, différents types d'essai ont été mis au point. Ces essais permettent d'évaluer la ténacité d'un matériau en mesurant son facteur d'intensité de contrainte critique K_c. II existe différents types d'éprouvettes normalisées par 1a norme ASTM E399 [65] pour tester les matériaux. L'échantillon de type DCT est montré à la figure 1.33. La lettre D indique que l'échantillon est un disque, la lettre C indique que l'échantillon est de type compact specimen et la lettre T indique que le chargement est en traction. Le principe de cet essai est simple, il consiste à soumettre l'éprouvette à une traction croissante ou à un déplacement constant jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Pendant l'essai, l'ouverture de la fissure et la charge appliquées sont enregistrées par un système d'acquisition. Ce type d'essai est utilisé pour tester des éprouvettes en acier [66] ou en asphalte [67], mais nous proposons d'adapter l'essai DCT pour mesurer les propriétés mécaniques en traction (G_f, E et F_t) du béton. Cet essai est choisi ici en raison de sa compacité. En effet, au-delà de 100 °C, les essais seront réalisés sous pression. Le choix de cet essai permettra de limiter le volume de l'enceinte sous pression.

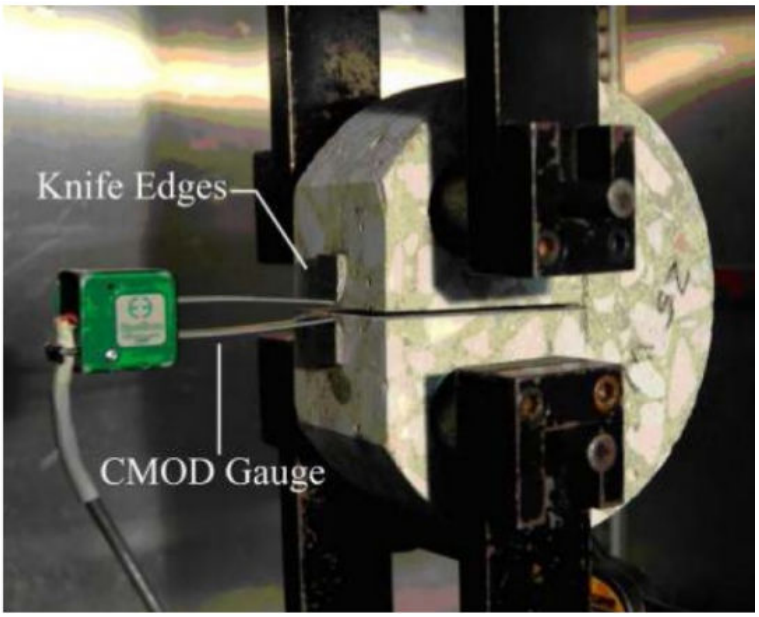


FIGURE 1.33 : Essai DCT [24].

1.6 Évolution des propriétés mécaniques avec l'état de saturation

1.6.1 Résistance en compression

Les essais de compression présentés dans la suite ont été effectués sur des échantillons cylindriques (cylindre 37,5 * 75 mm) en béton obtenus à partir de carottages de poutres, dont seul le degré de saturation en eau évolue depuis l'état saturé jusque l'état sec après chauffage à 60 °C.
La figure 1.34 présente les évolutions des résistances des matériaux en compression uniaxiale en fonction du degré de saturation. Tous les essais sont réalisés à 20 °C.

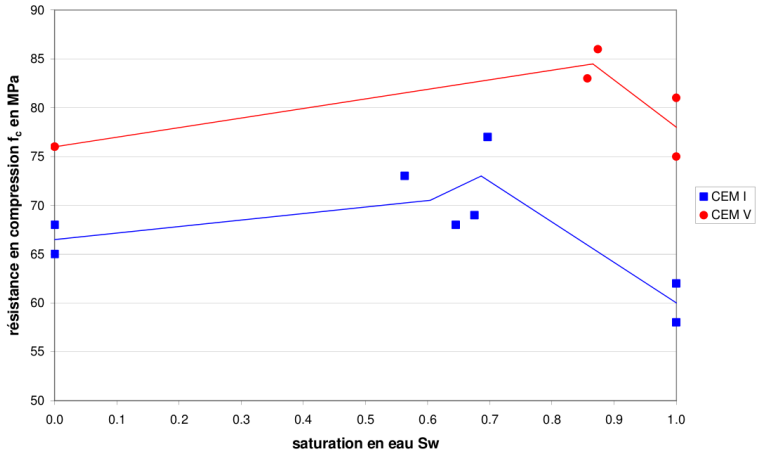


FIGURE 1.34 : Variations des résistances en compression uniaxiale du béton avec CEM V et béton avec CEM I en fonction de l'état de saturation en eau [25]

Bien que le béton avec CEM V soit globalement plus résistant que le béton avec CEM I (figure 1.34), la dessiccation apparaît plus bénéfique pour le béton avec CEM I. Le gain de résistance entre l'état saturé et l'état sec pour le béton avec CEM I est de 11% alors que pour le béton avec CEM V il n'y a pas de gain de résistance entre l'état sec et l'état saturé. Le béton avec CEM I bénéficie de l'influence de la pression capillaire avec la dessiccation du matériau, avec un risque de microfissuration qui semble plus faible, une perméabilité plus forte et des déformations différées également plus faibles. Le béton avec CEM V semble lui plus insensible aux effets de la dessiccation en terme de résistance, il possède une perméabilité plus faible mais présente des déformations différées plus importantes. La microfissuration développée et/ou le fluage des CSH, induits par la dessiccation, conduisent à un plus faible gain de résistance avec la dessiccation pour le béton avec CEM V.

1.6.2 Résistance en traction

De manière complémentaire aux essais menés en compression, le couplage hydro-mécanique a été étudié sous sollicitation de traction. Ainsi, des essais de traction par fendage sont effectués pour différents degrés de saturation.
La figure 1.35 présente l'évolution des résistances des matériaux obtenues en traction par fendage sur des éprouvette cylindrique (37,5 x 75 mm) selon l'état de saturation du matériau.

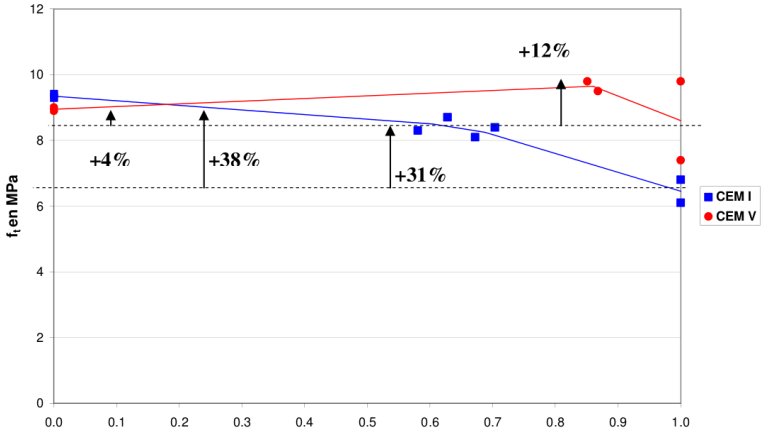


FIGURE 1.35 : Variations de la résistance en traction du béton avec CEM V et du béton avec CEM I en fonction de l'état de saturation en traction par fendage [25].

On constate une nouvelle fois que la dessiccation améliore plutôt les résistances du béton avec CEM I en comparaison avec le béton avec CEM V, qui ne présente qu'une légère augmentation. Le gain de résistance entre l'état sec et saturé du béton avec CEM I représente 38 %. Ces résultats mettent en évidence l'effet de la pression capillaire. La rupture démarrant au cœur de l'échantillon, l'augmentation de pression capillaire avec la dessiccation est avantageuse pour la résistance en traction, puisque cela implique une précontrainte du cœur de l'échantillon qui s'oppose aux contraintes de traction.

1.6.3 Module élastique

Le séchage peut générer une dégradation des propriétés élastiques du matériau. Chen [26] a déterminé la rigidité élastique globale des cylindres en mortier (3,75 x 12 cm) soumis au séchage, celle-ci est calculée à partir de la pente initiale de la courbe de force-déplacement moyen, obtenue lors de la phase de compression des éprouvettes. La figure 1.36 présente l'évolution de la rigidité élastique en fonction du degré de saturation moyen de l'échantillon. On constate une diminution de la rigidité dans la première phase de séchage, soit jusqu'à un degré de saturation de 85 % ; la rigidité élastique devient ensuite constante puis diminue pour $S_w < 50$ %.

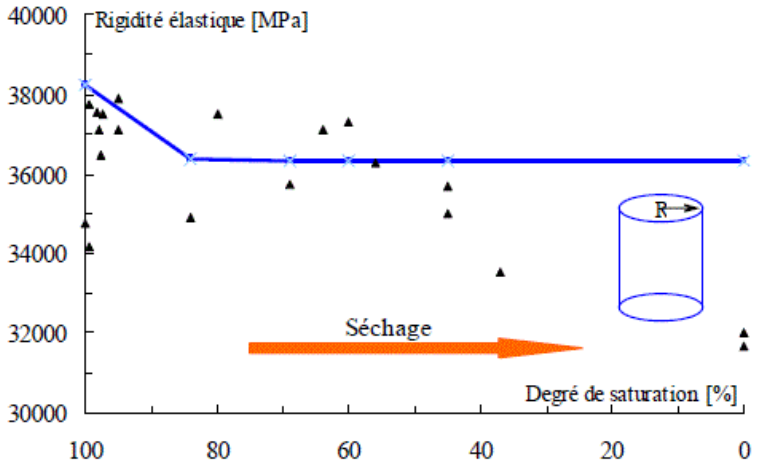


FIGURE 1.36 : Évolution de la rigidité élastique en fonction de degré de saturation : comparaison entre données expérimentales (triangle) et modélisation (ligne continue). [26].

1.7 Évolution de la perméabilité avec la température et l'état de saturation

1.7.1 Évolution de la perméabilité avec la température

L'élévation de température change les caractéristiques des différentes phases du béton. Ainsi, la perméabilité est elle aussi dépendante de la température. La dilatation des fluides induit des changements de leur viscosité et de leur masse volumique. De plus, une proportion plus importante de vapeur d'eau prend place dans le réseau poreux, ce qui modifie également la perméabilité.
En outre, la phase solide du matériau est également affectée par la hausse de température, à cause de la microfisssuration thermique induite. Sa connexion avec la porosité du matériau donne accès à de nouveaux chemins de perméation.
Chen a mesuré la perméabilité à l'argon des échantillons de béton secs ou initialement partiellement saturés, à base de CEM V, à différentes températures. Les essais se sont déroulés sur trois cycles de chauffage/refroidissement successifs : 20 - 60 °C ; 20 - 105 °C et 20 – 200 °C pour chaque éprouvettes. Tout au long du chauffage, elle a mesuré la perméabilité apparente au gaz en régime quasi-permanent d'injection. La vitesse de chauffage est toujours lente par rapport au temps nécessaire pour la mesure de perméabilité [27]. Les figures 1.37 et 1.38 présentent ses résultats :

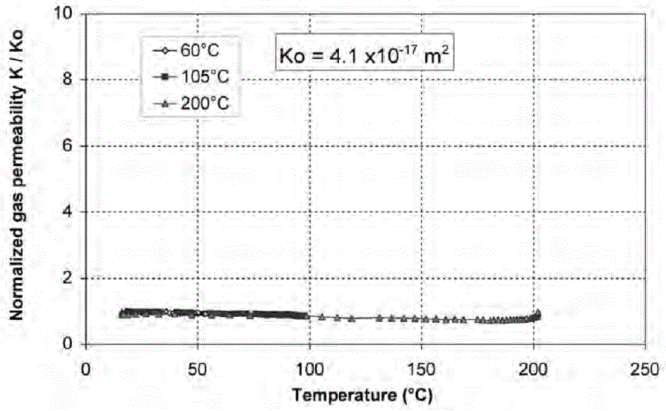


FIGURE 1.37 : Variation de la perméabilité à température élevée pour le béton à base de CEM V sec [27].

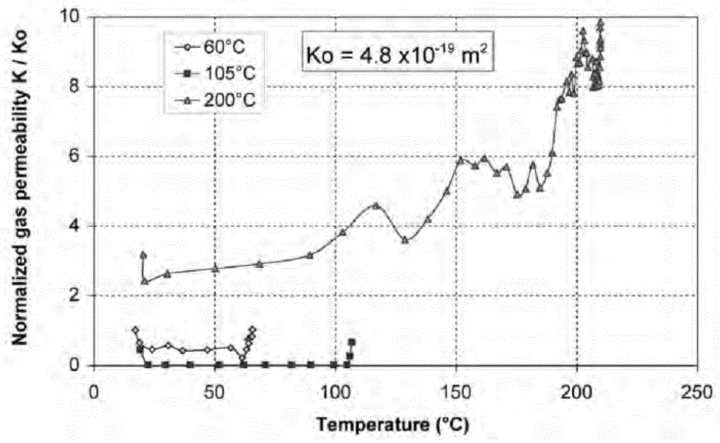


FIGURE 1.38 : Variation de la perméabilité pour le béton initialement partiellement saturé à base de CEM V avec S_w = 79,6 % [27].

Chen a trouvé que la perméabilité résiduelle reste du même ordre de grandeur que la perméabilité initiale pour les échantillons à l'état sec. La température n'a pas d'effet sur la perméabilité des éprouvette initialement séchés (figure 1.37). Par contre pour l'échantillon de béton initialement partiellement saturé (figure 1.38), une diminution de la perméabilité est tout d'abord observée lors des deux premiers cycles. Cette chute de perméabilité est attribuée principalement à la dilatation de l'eau capillaire, de telle sorte que les passages du réseau poreux deviennent moins accessibles au passage de gaz, plutôt qu'aux déformations thermiques du squelette solide.
En outre, l'évolution de la perméabilité au gaz montre un effet bouchon au deuxième cycle à 105 °C (figure 1.38). Cet effet bouchon est lié au haut degré de saturation initiale S_w=79,6 %. Pendant le troisième cycle de chauffage, aucun effet bouchon n'est observé, car la durée du cycle de chauffage précédent a permis d'évacuer suffisamment d'eau. Ceci montre néanmoins que dans certains bétons, l'effet bouchon peut apparaitre même à assez faible température.

1.7.2 Évolution de la perméabilité avec l'état de saturation

Le degré de saturation du béton conditionne les propriétés de transfert telle que la perméabilité, ce qui a une grande influence sur la pénétration d'agents agressifs, donc sur la durabilité du béton. En effet, l'état hydrique du béton est primordial car, selon le taux de saturation du matériau, différentes tailles de pores sont accessibles à la circulation du gaz [11].
La perméabilité au gaz augmente avec le séchage du matériau, comme la perméabilité à l'eau augmente lors d'une imbibition, à cause de la connectivité du réseau poreux.
Les travaux de Gallé et al. [28] montrent que la perméabilité au gaz d'un béton est également dépendante de la saturation du matériau et du rapport E/C.

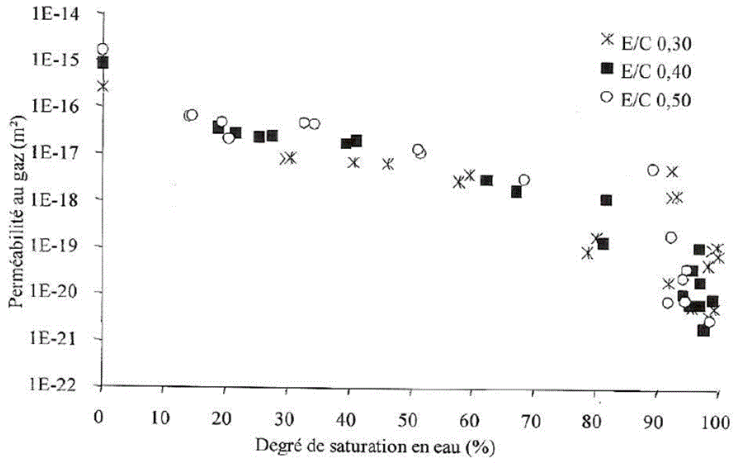


FIGURE 1.39 : Influence du degré de saturation sur la perméabilité au gaz pour différents rapports E/C (Gallé [28]).

Les travaux de Chen et al. [29] montrent l'effet du type de béton sur l'évolution de la perméabilité en fonction du degré de saturation en eau.
Les résultats de Gallé et Chen sont bien conformés à la théorie présentée.

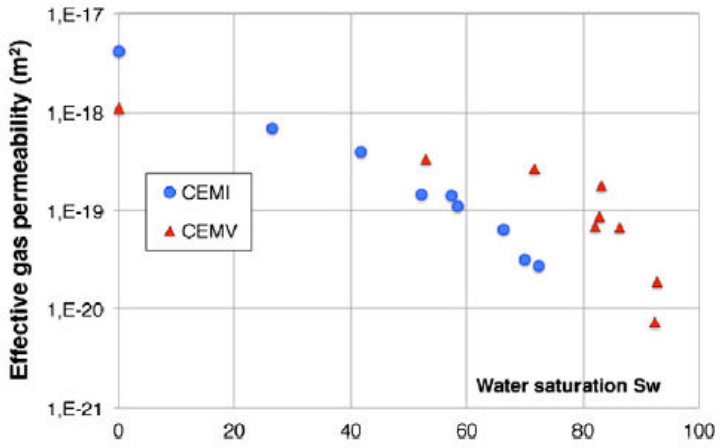


FIGURE 1.40 : Perméabilités effectives au gaz en échelle linéaire en fonction de la saturation pour le béton à base de CEM I et le béton à base de CEM V (Chen [29]).

1.8 Discussion

La synthèse des observations et des expérimentations réalisées concernant l'effet de la température et de l'hygrométrie sur le béton, effectuée dans la partie bibliographique, a révélé que les évolutions des propriétés thermiques et mécaniques du béton sont fortement liées à l'évolution de la microstructure, au départ de l'eau et aux réactions de déshydratation. Ceci se traduit par l'évolution de la porosité, la taille caractéristiques des pores et de la perméabilité.
L'état hydrique des matériaux cimentaires influence leur comportement mécanique. L'augmentation de la pression capillaire au sein du réseau poreux conduit à la précontrainte de compression de la matrice cimentaire et par voie de conséquence améliore la résistance en traction. La microfissuration induite par la non-uniformité des gradients hydriques peut se propager sous chargement mécanique, accélérant la rupture du matériau. Sous chargement, un effet de compétition s'installe entre l'augmentation de pression capillaire et la microfissuration induite par la non-uniformité des gradients hydriques . En fonction de la sollicitation appliquée, la prépondérance de l'un de ces mécanismes conditionne la rupture du matériau.
Durant l'augmentation de la température, l'eau a tendance à partir du matériau en commençant par l'eau libre faiblement liée, passant progressivement à la déshydratation des hydrates du gel CSH. Donc en augmentant la température, on fait varier l'état hydrique du matériau, l'eau présente sous forme liquide et celle présente sous forme de vapeur en fonction de la température modifient significativement les propriétés thermiques et mécaniques du matériau.
La plupart des résultats expérimentaux disponibles sont effectuées sur des éprouvettes partiellement séchées et dont la teneur en eau est hétérogène.
Nous proposons dans la deuxième partie de ce mémoire, d'étudier, en utilisant les moyens expérimentaux et numériques, l'influence de la température et de l'humidité sur le comportement thermique et mécanique du béton. Les essais mécaniques et thermiques sont réalisés avec température, humidité et pression (pour les températures supérieur à 100 °C) contrôlées sur les éprouvettes en équilibre hydrique. Les résultats permettent d'alimenter les modéles THM qui sont utilisés dans les simulations numériques particulièrement lors de la simulation d'accidents graves dans les enceintes de confinement.

Protocoles expérimentaux

2 Protocoles expérimentaux

2.1 Matériau testé et programme expérimental

2.1.1 Formulation du béton testé

La composition du béton testé correspond au béton du projet MACENA (MAîtrise du Confinement d'une ENceinte en Accident). Ce béton est celui de la maquette d'enceinte VERCORS, construite sur le site EDF des Renardiéres (77). Sa formulation est présentée dans le tableau (2.1). Il sera appelé BMacena dans le reste de l'étude.

BMacena	Unité	Dosage
CEM I 52,5 N CE CP2 NF Gaurain	kg/m^3	320
Sable 0/4 REC GSM LGP1 Varennes	kg/m^3	830
Granulats 4/11 R GSM LGP1 Varennes	kg/m^3	445
Granulats 8/16 R Balloy	kg/m^3	550
SIKAPLAST techno 80	kg/m^3	2,4
Eau de gâchage	kg/m^3	197,6
E/C	kg/m^3	0,62

Tableau 2.1 : Composition du béton BMacena

2.1.2 Caractéristiques des matériaux

2.1.2.1 Les granulats

Les granulats utilisés dans ce projet proviennent de deux carrières. LGP1 provient de la carriére de Varennes et Balloy provient de la carriére de Balloy. Deux classes granulaires de gravillons sont utilisées 4/11 et 8/16. Ce sont des graviers roulés (figure 2.1) dont la nature pétrographique est alluvionnaire silico/calcaire. Quelque propriétés sont données dans le tableau 2.2.



FIGURE 2.1 : Les granulats

BMacena	Granulats 4/11 R GSM LGP1	Granulats 8/16 R Balloy
Micro-deval	10,40 %	12,8 %
Masse volumique réelle	2,54 t/m^3	2,56 t/m^3

Tableau 2.2 : Caractéristique des gravillons

La classe granulaire du sable utilisé est 0/4. Il s'agit d'un sable roulé (figure 2.1) dont la nature pétrographique est alluvionnaire silico-calcaire et chailles. Quelque propriétés sont données dans le tableau 2.3.

Sable 0/4	
Teneur en CaO	12,98 %
Masse volumique réelle	2,59 t/m^3
Silice	72 %

Tableau 2.3 : Caractéristique du sable

Le tableau 2.4 donne les fractions granulaires des différents granulats de BMacena.

N° de la Classe	Taille granulats (mm)	0/4 LGP1	4/11 LGP1	8/16 Balloy	BMacena
14	0 – 0,2	18	0,2	0,2	9
13	0,2 – 0,4	38	0,35	0,35	18
12	0,4 – 0,8	55	0,6	0,6	25
11	0,8 – 1,25	65	0,8	0,8	31
10	1,25 – 2	78	1	1	36
9	2 – 3,15	88	3	1	42
8	3,15 – 4	96	5	1	45
7	4 – 5	100	18	4	51
6	5 – 6,3	100	41	7	58
5	6,3 – 8	100	63	11	64
4	8 – 10	100	82	30	75
3	10 – 12,5	100	95	53	85
2	12,5 – 16	100	100	87	96
1	16 – 18	100	100	100	100

Tableau 2.4 : Fraction volumique de chaque classe granulaire

La courbe granulométrique du béton BMacena est également visible sur la Figure 2.2

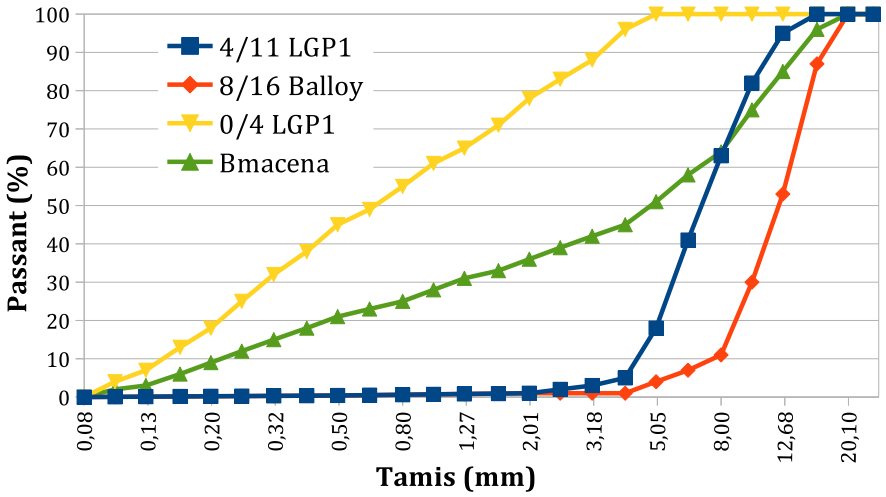


FIGURE 2.2 : courbes granulométriques

2.1.2.2 Le ciment

Le ciment portland utilisé est un ciment hautes performances ULTRACEM – CEMI 52,5 N CP2 NF P 15 – 318 de la cimenterie « Compagnie de ciments Belges » à Gaurain.

2.1.2.3 Le superplastifiant

Le superplastifiant utilisé est le « SIKAPLAST techno 80 » du fabricant SIKA. Ce produit est un superplastifiant réducteur d'eau non chloré, de nouvelle génération pour bétons prêts à l'emploi, destiné aux bétons de consistance S3/S4 avec un long maintien d'ouvrabilité, qui se présente sous la forme d'un liquide jaune clair. Il confère aux bétons un bon maintien de rhéologie ($>$ 1 h 30) sans diminution des résistances mécaniques initiales.

2.1.3 Méthode de gâchage du béton et réalisation des éprouvettes

Afin de minimiser la variabilité induite par les fabrications successives, la totalité des éprouvettes utilisées pour chaque gamme de température et pour chaque type d'essai est obtenue à partir d'une seule gâchée.
Le béton est gâché dans un malaxeur en suivant la procédure suivante conforme au protocole adopté par le laboratoire d'EdF (figure 2.3) :

- humidification du malaxeur,
- introduction du sable,
- introduction des gravillons,
- introduction de 30 l/m^3 d'eau,
- malaxage pendant 30 s,
- attendre 5 minutes,
- introduction du ciment,
- malaxage pendant 1 minute
- introduction de l'eau restante et du superplastifiant,
- malaxage pendant au moins 2 minutes

Afin de minimiser la variation des caractéristiques du béton en fonction des différentes gâchées, en plus de la procédure décrite ci-dessus, des précautions ont été prises :

- séchage des granulats avant la gâchée pendant 24 h à 80 °C avec une phase de refroidissement de 24 h avant la réalisation de la gâchée
- utilisation du même malaxeur pour toutes les gâchées



FIGURE 2.3 : Vue des différents ingrédients et du malaxeur

On remplit ensuite les moules préalablement huilés en 2 couches (pour la poutre 20 x 15 x 54 cm et les éprouvette 11 x 22 cm) et 3 couches (pour les éprouvette 16 x 32 cm). En raison des valeurs d'affaissement obtenues (cf. tableau 2.8), afin d'assurer la bonne mise en place du béton dans les moules, chaque couche est piquée au moyen d'une tige de piquage actionnée 25 fois par couche selon la norme NF EN 206-1. Les moules sont entreposés dans une salle où ils sont recouverts d'une bâche en plastique. Les éprouvettes sont démoulées 24 h après le coulage puis plongées et conservées conservées dans un bac rempli d'eau régulée à 20 °C.
7 gâchées ont été réalisées pour préparer les différentes éprouvettes et le détail est présenté dans le tableau 2.5.

Gâchée	Éprouvettes
1 (23/07/2013)	Éprouvettes DCT + Flexion 3 point pour la température ambiante
2 (10/12/2013)	Éprouvettes DCT + TPS pour la température 30 °C
3 (11/12/2013)	Éprouvettes DCT + TPS pour la température 90 °C
4 (01/04/2014)	Éprouvettes pour les essais de perméabilité
5 (17/07/2014)	Éprouvettes DCT + TPS pour la température 110 °C
6 (18/07/2014)	Éprouvettes DCT + TPS pour la température 140 °C
7 (21/07/2014)	Éprouvettes DCT + TPS pour la température 160 °C

Tableau 2.5 : Différentes gâchées.

2.1.4 programme expérimental

Cette étude consiste à déterminer l'évolution des caractéristiques mécaniques et thermiques du béton en fonction de la température jusqu'à 160 °C et en fonction du degré de saturation en eau du béton entre 36 et 100 %. La température (T) est fixée à cinq valeurs cibles : 30, 90, 110, 140 et 160 °C. Les cinq degrés de saturation en eau liquide du béton (S_w) varient entre 36 % et 100 %. Les différents degrés de saturation en eau liquide des éprouvettes sont obtenus par le contrôle de l'humidité relative de l'ambiance entourant les éprouvettes pendant leur cure.
Le programme expérimental peut se décomposer en trois parties indépendantes :

- *Mesure des propriétés mécaniques :*

L'essai DCT (Disk-shape Compact Tension) a été choisi pour déterminer l'évolution de l'énergie de fissuration, du module d'élasticité et de la résistance en traction en fonction de la température et du degré de saturation en eau liquide du béton (S_w) en raison de sa géométrie très compacte.
Pour les températures inférieures à 100 °C, une boite isolée a été fabriquée et reliée à une enceinte climatique afin de contrôler la température et l'humidité relative de l'air autour de l'éprouvette au cours de l'essai.
Pour les températures supérieures à 100 °C, une enceinte spécifique a été mise au point, permettant de maintenir au cours de l'essai la température, la pression souhaitée et une atmosphère saturée en eau entraînant de très faibles variations du degré de saturation des éprouvettes.

- *Mesure de la perméabilité à l'azote :*

L'évolution de la perméabilité relative à l'azote du béton en fonction de la température jusqu'à 90 °C et du degré de saturation en eau du béton a été étudiée, Le principe de l'essai est d'injecter de l'azote à l'intérieur d'un cylindre creux en béton et de mesurer la perméabilité radiale de ce cylindre.

- *Mesure des propiétés thermiques :*

Pour évaluer les propriétés thermiques, la méthode de la Source Plane Transitoire (TPS) a été choisie. C'est une technique permettant de déterminer la conductivité thermique, la diffusivité thermique et d'en déduire la chaleur spécifique. Pour les températures jusqu'à 90 °C, les essais sont réalisés à l'intérieur d'une enceinte climatique et pour les températures au-delà de 100 °C les essais sont réalisés à l'intérieur de l'enceinte sous pression.

2.2 Fabrication des éprouvettes et caractéristiques du béton

2.2.1 Caractéristiques du béton frais

2.2.1.1 Affaissement au cône d'Abrams

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est réalisé suivant les prescriptions de la norme NF EN 12350-2. L'essai consiste à quantifier l'ouvrabilité du béton frais par la mesure de l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son propre poids. Selon la valeur de l'affaissement, cinq classes sont définies (tableau 2.6). Le béton est introduit dans un moule tronconique sans fond de 30 cm de haut, de 20 cm de diamètre en sa partie inférieure et de 10 cm de diamètre en sa partie supérieure, posé sur une plaque d'appui et préalablement humidifié. Le moule est rempli en trois couches d'égale hauteur qui sont mises en place au moyen d'une tige de piquage actionnée 25 fois par couche. Après avoir arasé le bord supérieur du moule, celui-ci est soulevé. Le béton n'étant plus maintenu s'affaisse plus ou moins suivant sa consistance. L'affaissement est mesuré et arrondi au centimètre près. La mesure doit être effectuée sur le point le plus haut du béton affaissé dans l'instant suivant l'enlèvement du moule.

Classe de consistance	Affaissement en mm
S1	10 – 40
S2	50 – 90
S3	100 – 150
S4	160 – 210
S5	>220

Tableau 2.6 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams

Les 7 résultats obtenus sur les différentes gâchées sont présentés dans le tableau suivant (tableau 2.7).

Gâchée	1	2	3	4	5	6	7
Affaissement (mm)	220	250	240	245	230	240	230

Tableau 2.7 : Résultat des essais d'affaissement au cône d'Abrams

2.2.1.2 Mesure de la masse volumique apparente

La masse volumique à l'état frais du béton est mesurée lors de chaque gâchée conformément à la norme NF EN 12350-6 lors de la mesure de la teneur en air du béton frais. La formule suivante est appliquée :

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V} \tag{2.2.1}$$

Où :
ρ (kg/m^3) : masse volumique apparente du béton frais
m_1 (kg) : masse du récipient
m_2 (kg) : masse du récipient plus la masse de béton contenu dans le récipient
V (m^3) : volume du récipient.
Les 7 résultats obtenus par les différentes gâchés sont présentés dans le tableau suivant (tableau 2.8)

Gâchée	1	2	3	4	5	6	7
ρ (kg/m^3)	2342	2305	2312	2326	2331	2299	2285

Tableau 2.8 : Masse volumique apparente des différents gâchages

2.2.1.3 Mesure de la teneur en air occlus

La teneur en air occlus des bétons est déterminée au moyen d'un aéromètre, suivant la norme NF EN 12350-7. La méthode est basée sur la compressibilité de l'air contenu dans le béton frais. On remplit l'aéromètre de béton, sans oublier de le vibrer. Pour être certain que l'aéromètre contenant le béton soit parfaitement rempli, on complète le volume avec de l'eau après la mise en place du couvercle. Le béton est ensuite mis en communication avec un volume connu d'air en surpression. La valeur de la pression résultante permet de déterminer la teneur en air du béton. La teneur en air du béton peut être lue directement sur un manomètre étalonné situé au niveau du couvercle de l'aéromètre.
Les 7 résultats obtenus par les différentes gâchés sont cumulés dans le tableau suivant (tableau 2.9)

Gâchée	1	2	3	4	5	6	7
Air occlus (%)	1	2	2	3	2	2	2

Tableau 2.9 : Air occlus de différents gâchages

On peut noter l'assez faible variabilité des résultats d'affaissement, de masse volumique et de teneur en air occlus ce qui permet de garantir une bonne similarité du béton des différentes gâchées.

2.2.2 Caractéristiques du béton durci

2.2.2.1 Résistance en compression uniaxiale

Les essais de détermination de la résistance à la compression sur béton durci sont réalisés en suivant la norme NF EN 12390-3. L'essai consiste à appliquer la charge sans choc et à l'accroître de façon continue à une vitesse constante jusqu'à la rupture. La résistance en compression est donnée par l'équation suivante :

$$f_{cj} = \frac{F}{A_c} \tag{2.2.2}$$

Où :
f_{cj} (Pa) : résistance en compression à j jours après le coulage,
F (N) : charge maximale,
A_c (m^2) : aire de la section de l'éprouvette sur laquelle la force est appliquée.

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm dont les extrémités sont rectifiées pour être planes et parallèles. La charge est appliquée sur les éprouvettes grâce à une presse hydraulique d'une capacité de 3000 kN contrôlée en force et conforme à la norme NF P18-411. La vitesse de chargement appliquée est égale à 0,5 MPa/s. La résistance en compression est calculée en prenant la moyenne des résistances obtenues sur 2 éprouvettes.
Les 7 résultats obtenus par les différentes gâchés sont présentés dans le tableau suivant (tableau 2.10) :

Gâchée		1	2	3	4	5	6	7
f_{c28} (MPa)	Éprouvettes	42,5 41,7	40,3 39,5	41,2 40,5	- -	- -	- -	- -
	Moyenne	42,1	39,9	40,9	-	-	-	-
f_{c90} (MPa)	Éprouvettes	42,7 43,2	43,3 42,3	42,7 43,5	42,3 41,4	44,9 41,7	40,0 42,8	42,0 41,7
	Moyenne	43,0	42,8	43,1	41,9	43,3	41,4	41,9

Tableau 2.10 : Résistance en compression.

Nous pouvons noter que la variation de résistance en compression est faible entre 28 et 90 jours. Par ailleurs, la variation de résistance est également faible entre les différentes gâchées.

2.2.2.2 Résistance en traction par fendage (NF P 18-408)

Dans l'essai de fendage sur éprouvette cylindrique, on applique à l'éprouvette un effort de compression induisant des contraintes de traction dans le plan passant par deux génératrices diamétralement opposées.
L'éprouvette est placée entre les deux plateaux de la presse, le contact entre les plateaux et l'éprouvette se faisant par l'intermédiaire des deux bandes de contreplaqué. Le centrage de l'éprouvette doit se faire à 0,5 mm près à l'aide d'un gabarit de centrage.
La vitesse de chargement est constante pendant toute la durée de l'essai et égale à 0,2 MPa/s. La contrainte de rupture vaut :

$$f_t = 2\frac{P}{\pi dh} \tag{2.2.3}$$

Où :
f_t (Pa) : résistance en traction,
h (m) : hauteur de l'éprouvette,
d (m) : diamètre,
P (N) : charge appliquée.
Cette contrainte doit être exprimée à 0,1 MPa près. Les résultats obtenus pour les différentes gâchées sont présentés dans le tableau suivant (tableau 2.11). La variabilité des résultats est faible aussi bien pour une même gâchée qu'entre les différentes gâchées.

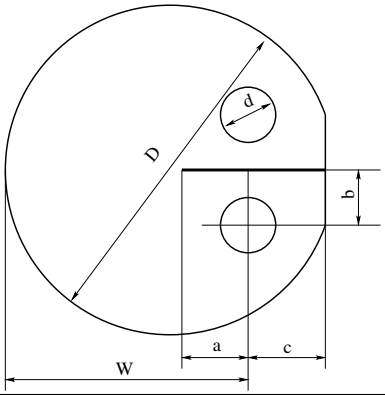
Gâchée		1	2	3	4	5	6
f_{t28} (MPa)	Éprouvettes	3,5	3,4	3,9	-	-	-
		4,1	3,7	3,6	-	-	-
	Moyenne	3,8	3,6	3,8	-	-	-
f_{t90} (MPa)	Éprouvettes	4,4	4,8	4,2	3,9	3,7	3,7
		4,1	3,2	4,0	-	4,3	3,9
	Moyenne	4,3	4,0	4,1	3,9	4,0	3,8

Tableau 2.11 : Résistance en traction par fendage.

2.2.3 Fabrication des éprouvettes

2.2.3.1 Éprouvette pour l'essai DCT

Dans cette étude, le principe des essais DCT (disk-shaped compact tension) va être utilisé pour l'ensemble de la campagne expérimentale afin de déterminer G_f (énergie de fissuration), E (module d'élasticité) et F_t(résistance en traction).
Les dimensions de l'éprouvette correspondent à celles de la norme ASTM E399, comme le montre la figure 2.4. Le diamètre de l'éprouvette est de 150 mm, les deux trous ont un diamètre de 25 mm, l'entaille est de longueur (a + C) 65 mm et l'épaisseur de l'échantillon est de 50 mm.



D	W	a	d	C	Φ	b
150 mm	110 mm	30 mm	25 mm	35 mm	25 mm	50 mm

FIGURE 2.4 : Géométrie de l'éprouvette

L'épaisseur de l'échantillon est limitée pour que le temps de mise en équilibre hydrique reste raisonnable. Le temps visé est inférieur à une année.
L'épaisseur de l'échantillon est suffisante pour que la dimension de la zone résistante (50 x 80 mm) soit suffisante pour obtenir des résultats représentatifs pour le béton testé.

Éprouvette DCT de type 1

Les premières éprouvettes DCT ont été entièrement usinées afin de garantir une bonne précision géométrique et de s'affranchir des effets de bord. Elles ont été fabriquées à partir des mini poutres de 20 x 15 x 54 cm (figure 2.5).



FIGURE 2.5 : Coffrage métallique des mini poutres.

Des éprouvettes cylindriques de 15 cm de diamètre sont obtenues à partir du carottage des mini poutres. Il est réalisé sous eau, afin d'éviter toute dessiccation et de minimiser l'émission de poussière, à l'aide d'un tube carottier de 15 cm de diamètre intérieur (figure 2.6).

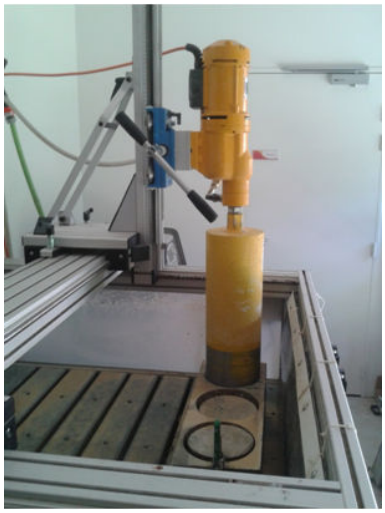


FIGURE 2.6 : Carottage des poutres.

Ensuite, le méplat est réalisé par rectification des éprouvettes cylindriques de 15 cm de diamètre (figure 2.7).



FIGURE 2.7 : Réalisation du méplat.

Les deux trous sont obtenus à l'aide d'un tube carottier de 25 mm de diamètre intérieur. Un gabarit a été utilisé pour bien positionner les deux trous par rapport au méplat (figure 2.8).

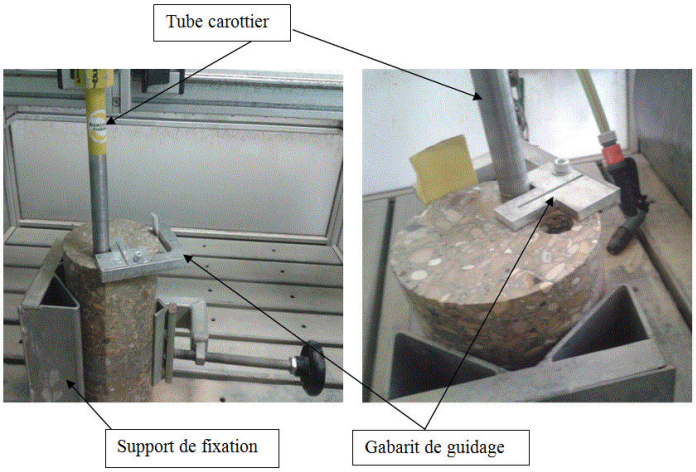


FIGURE 2.8 : Réalisation des deux trous.

Une scie diamantée est utilisée pour obtenir des éprouvettes de 5,5 cm d'épaisseur (figure 2.9).



FIGURE 2.9 : Découpage en tranches de 5 cm

La rectification des deux faces principales permet d'assurer le parallélisme des faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, la planéité de ces faces, la perpendicularité entre ces faces et les axes des deux trous (figure 2.9) et de régler l'épaisseur des éprouvettes à 5 cm.



FIGURE 2.10 : Perpendicularité entre les faces principales et les axes des deux trous

L'entaille de 5 mm d'épaisseur est ensuite réalisée grâce à une scie diamantée et le gabarit est utilisé pour positionner l'entaille par rapport aux deux trous (figure 2.11).



FIGURE 2.11 : Réalisation de l'entaille.

Cette démarche de fabrication des éprouvettes a été mise au point afin d'obtenir des éprouvettes ayant une bonne précision dimensionnelle. Cependant, quelques défauts ont été notées au niveau de la position des trous par rapport à l'entaille (environ ± 1 mm de décalage) et de l'épaisseur de l'entaille. Une étude numérique a été réalisée pour évaluer l'influence de ce décalage sur les résultats des essais. L'essai DCT a été modélisé avec le logiciel CAST3M. Le modèle utilisé est le modèle isotrope de Fichant [68] qui permet de prendre en compte l'énergie de fissuration $G_f$afin que le résultat ne dépends pas de la taille des éléments.
Nous allons étudier l'influence de l'épaisseur de l'entaille et d'une variation de la position des trous par rapport à l'entaille.
Influence de l'épaisseur de l'entaille
La figure 2.12 présente le résultat des deux simulations qui ont été faites pour mettre en évidence l'influence de l'épaisseur de l'entaille. Les épaisseurs testées sont : 3 et 5 mm.

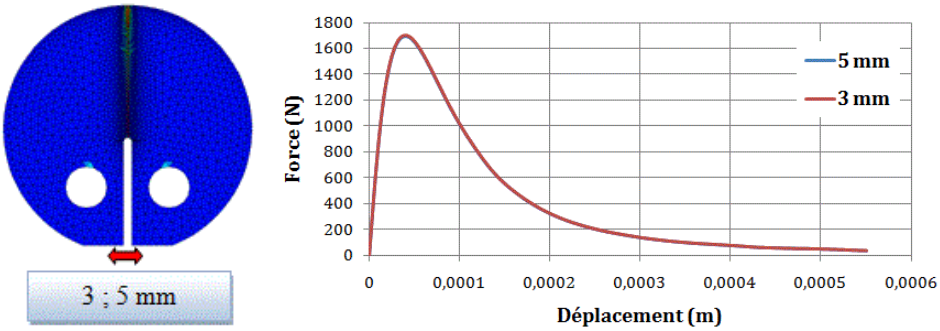


FIGURE 2.12 : Influence de l'épaisseur de l'entaille.

Les résultats obtenus (tableau 2.12) montrent que l'énergie de fissuration ne varie pas entre une éprouvette avec une épaisseur d'entaille égale à 3 mm et une autre avec une épaisseur d'entaille égale à 5 mm.

	3 mm	5 mm
G_f (N/m)	58	58

Tableau 2.12 : Énergie de fissuration calculée (N/m)

Influence de la position des trous

Un décalage de 2 mm a été appliqué sur le trou dans les deux sens X et/ou Y pour évaluer l'influence de l'excentricité des trous sur la valeur calculée de l'énergie de fissuration (figure 2.13). Quatre simulations ont été réalisées afin de prendre en compte les différentes configurations : décalage suivant x = 0 ou 2 mm, décalage suivant y = 0 ou 2 mm,

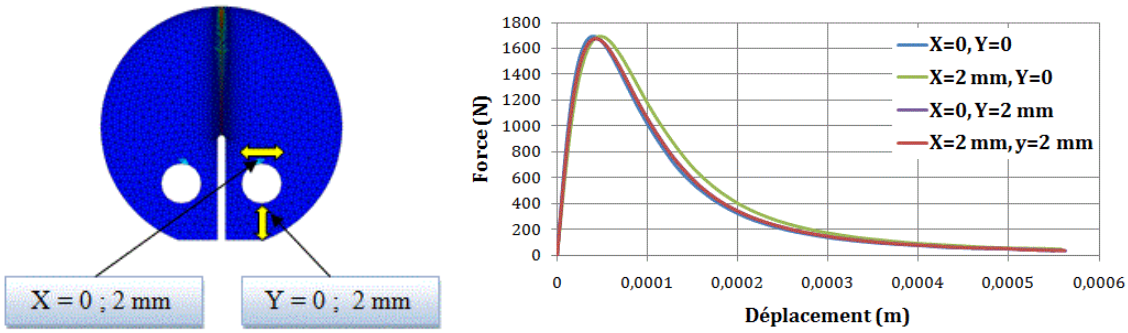


FIGURE 2.13 : Influence de la position relative des trous.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.13.
Le décalage constaté de 2 mm entre le centre des trous et l'entaille induit un écart de 6 % de l'énergie de fissuration calculée. Cette faible différence est considérée comme acceptable pour nos résultats.

	P1 (x=0, y=0)	P2 (x=2, y=0)	P3 (x=2, y=2)	P4 (x=0, y=2)
G_f (N/m)	58	62	59	59

Tableau 2.13 : Énergie de fissuration calculée (N/m)

La campagne de fabrication des échantillons a permis l'obtention de plus de 30 éprouvettes pour l'essai DCT (figure 2.14). Ces éprouvettes seront testées à 30 et 90 °C et pour les différents degrés de saturation en eau.



FIGURE 2.14 : éprouvettes d'essai DCT.

Éprouvette DCT de type 2

La mesure du déplacement relatif des axes est nécessaire pour évaluer l'énergie de fissuration G_f. On verra ensuite que cette mesure nécessitera l'injection de colle permettant aux axes de rester solidaires des éprouvettes en rotation. Cette injection est impossible lors des essais à haute température à cause de l'enceinte sous pression. Une nouvelle méthode de fabrication des éprouvettes DCT qui seront testées sous pression à 110, 140 et 160 °C a été mise au point.
Des moules ont été fabriqués à la forme des éprouvettes DCT mis à part pour l'entaille qui est seulement amorcée par le moule (figure 2.15).
Les moules permettent de fabriquer des éprouvettes de 70 mm d'épaisseur, avec une amorce d'entaille de 5 mm d'épaisseur (conforme à l'épaisseur finale) et de 40 mm de longueur (inférieure à la longueur finale : 65 mm) (figure 2.16).

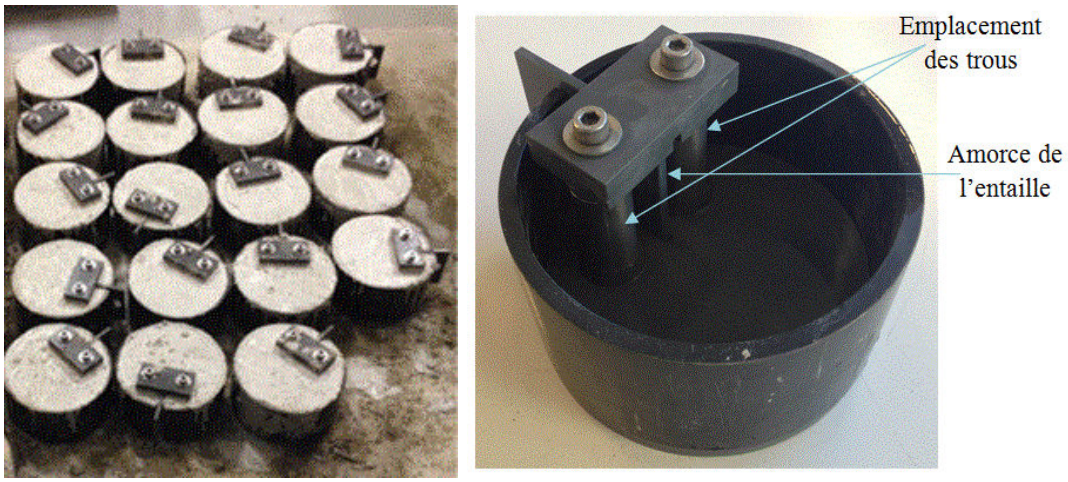


FIGURE 2.15 : Moules éprouvettes DCT.

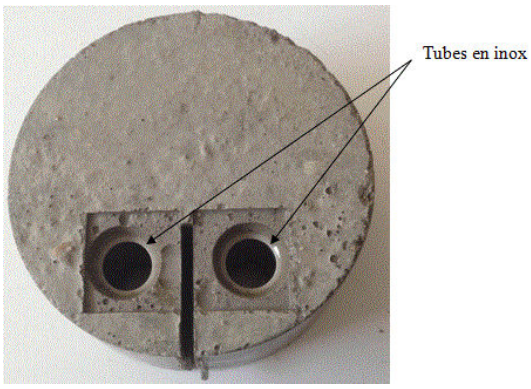


FIGURE 2.16 : éprouvette DCT aprés démoulage.

Deux cylindres en inox sont intégrés au moule et vont rester solidaires des éprouvettes. Ils vont assurer un parfait positionnement des trous et un parfait contact entre l'éprouvette et les cylindres métalliques permettant d'appliquer le chargement mécanique.
La rectification des deux faces principales permet d'assurer le parallélisme des faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, la planéité de ces faces, de régler l'épaisseur des éprouvettes à 5 cm et de limiter les effets de bord.
L'entaille de 5 mm d'épaisseur est ensuite prolongée grâce à une scie diamantée pour éviter l'effet de bord en pointe d'entaille, au point où va s'initier la fissure conduisant à la rupture de l'éprouvette à la fin de l'essai.



FIGURE 2.17 : éprouvette DCT après rectification.

La campagne de fabrication des échantillons a permis l'obtention de plus de 45 éprouvettes pour les essais DCT sous pression (figure 2.17). Ces éprouvettes sont testées à 110, 140 ou 160 °C et pour les différents degrés de saturation en eau.

2.2.3.2 Éprouvettes pour les essais de perméabilité

Les éprouvettes testées pour l'essai de perméabilité sont des cylindres creux de 123 mm de diamètre extérieur et de 52 mm de diamètre intérieur et de 50 mm de hauteur. Pour la préparation des échantillons, des mini poutres (20 x 15 x 54 cm) (figure 2.5) ont été carottées pour obtenir, dans chacune d'entre elles, trois échantillons de 123 mm de diamètre extérieur. Ensuite, les deux faces principales de l'éprouvette sont rectifiées pour obtenir deux surfaces bien planes et parallèles, puis, un carottage de 52 mm de diamètre est réalisé au centre de l'éprouvette. Les faces principales sont de nouveau rectifiées afin d'éliminer les épaufrures apparues au cours du carottage du trou central en fin de carottage (figure 2.18).



FIGURE 2.18 : éprouvettes essai de perméabilité.

2.2.3.3 Éprouvettes pour les essais TPS (Source Plane Transitoire)

Les éprouvettes testées sont des cylindres de 110 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur. Elles sont prélevées par découpage des éprouvettes de même diamètre et de 220 mm de hauteur, en prenant soin de ne pas conserver les disques inférieurs et supérieurs afin d'éliminer les effets de bord (figure 2.19).

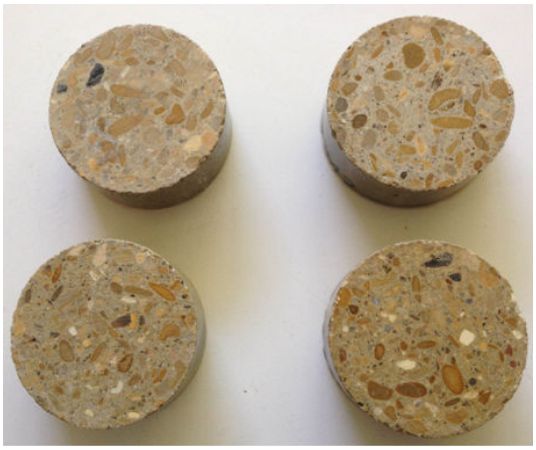


FIGURE 2.19 : éprouvettes essai TPS.

2.3 Mise en équilibre des échantillons

2.3.1 Mise en équilibre des éprouvettes

Notre étude présente deux paramètres variables : la température, notée T et le degré de saturation en eau liquide, S_w (obtenu en maintenant les éprouvettes dans une ambiance à humidité relative imposée). La température est fixée à cinq valeurs cibles : 30, 90, 110, 140 et 160 °C. Ce choix permet de mesurer l'influence de la température sur le comportement des bétons, en respectant les ordres de grandeur des températures de fonctionnement et accidentelles pour les bétons d'enceinte de confinement de centrale nucléaire. Les degrés de saturation en eau liquide (S_w) ciblés doivent varie entre 36 et 100 %.
Les éprouvettes étant conservées dans l'eau régulée à 20 °C, elles sont considérées comme saturées au départ du processus de mise en équilibre. Ce dernier commence au moins 90 jours après le gâchage du béton. Afin d'accélérer le processus de désaturation et la mise en équilibre de nos échantillons, il a été décidé de placer la plupart des éprouvettes de bétons à 60 °C (figure 2.20). Par ailleurs, afin de pouvoir réaliser les essais dans des délais raisonnables, nous avons besoin de mettre différents échantillons dans différentes ambiances en même temps. Ne disposant que d'une enceinte climatique, nous utiliserons des solutions salines pour réguler les différentes humidités relatives.



FIGURE 2.20 : Mise en équilibre des éprouvettes dans des bacs étanches contenant des solutions salines dans une enceinte à 60 °C

L'humidité relative au sein des bidons étanches est régulée au moyen de solutions salines sursaturées disposées au fond des bacs et contrôlée régulièrement via un thermohygromètre relié à une sonde dont la plage de mesure s'étend de 10 à 98 % HR (figure 2.21).
Dans chaque bidon sont placées trois éprouvettes et pour chaque gamme d'humidité relative on a utilisé deux bidons. La plupart des bidons sont mis dans une étuve dont la température est maintenue à 60 °C.



FIGURE 2.21 : Bidons avec solutions salines et les éprouvettes.

Le Tableau (2.14) donne les différentes conditions d'humidité relative (HR) auxquelles sont soumis les échantillons avec les solutions salines correspondantes.

HR (%)		Chlorure de potassium	Nitrate de potassium	Sulfate de potassium
20 °C	Théorique	85 %	95 %	98 %
	Mesurée	84 %	93 %	98 %
60 °C	Théorique	81 %	85 %	95 %
	Mesurée	83 %	93 %	98 %

Tableau 2.14 : Différentes HR obtenues par les différentes solutions salines.

A ce stade, tous les échantillons pour les essais DCT, de perméabilité et TPS sont répartis dans leur conditionnement. Certains sont pesés régulièrement afin de savoir si la stabilisation est atteinte et afin de permettre la construction progressive des isothermes de désorption des matériaux.
Ces pesées sont réalisées rapidement dans une ambiance contrôlée à 20 °C ± 5 °C avec une humidité relative proche de 40 % ± 5 %. Les échantillons saturés sont essuyés en surface avec du papier absorbant avant d'être pesés. Les gradients thermiques et hydriques dûs à la technique de pesée sont considérés comme faibles et n'influençant pas les mesures, car celles-ci sont effectuées en très peu de temps et toujours suivant le même protocole. La pesée se fait au moyen d'une balance dont la précision est le centième de gramme (figure 2.22).
Le contrôle de l'équilibre se fait par un suivi régulier de l'évolution de la masse des échantillons. On suppose qu'il est atteint lorsque la masse du matériau ne varie plus de plus de 0,1 % entre deux pesées successives espacées d'au moins une semaine. On considère à chaque fois une moyenne sur 3 échantillons pour une bonne représentativité des mesures.



FIGURE 2.22 : Balance de pesée des éprouvettes.

Puisque les ambiances imposées sont contrôlées avec des combinaisons de température et d'humidité relative et que les conditions d'étude sont exprimées par des combinaisons de température et de saturation en eau liquide, il faut relier les deux conditions de saturation en eau et d'humidité relative. Pour cela, deux étapes de calcul sont nécessaires : la première consiste à estimer la valeur de la masse sèche de l'éprouvette soumise à la désaturation (m_{sec}), la seconde étape consiste à déterminer l'état de saturation de l'éprouvette à partir de la valeur de perte de masse de l'éprouvette liée au niveau d'humidité relative de l'ambiance imposée. Les trois équations utilisées dans ces deux étapes sont :

$$m_{\%} = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat}} \tag{2.3.1}$$

$$m_{sec} = (1 - m_{\%}) \times m_{sat} \tag{2.3.2}$$

$$S_w = \frac{m - m_{sec}}{m_{sat} - m_{sec}} \tag{2.3.3}$$

Où :
$m_{\%}$: masse d'eau contenue dans une éprouvette saturée
M_{sat} : valeur moyenne de masse des éprouvettes saturées de référence,
M_{sec} : valeur moyenne de masse des éprouvettes sèches de référence (à 80 °C),
m_{sat} : masse de l'éprouvette saturée avant de la mettre dans le bidon,
m_{sec} : masse sèche estimer de l'éprouvette,
m : masse de l'éprouvette dans le bidon,
S_w : degré de saturation en eau.

Dans cette étude, le matériau est considéré comme sec lorsque sa masse est stabilisée après chauffage à 80 °C (M_{sec}). La valeur $m_{\%}$ a été déterminée grâce à 6 éprouvettes de 11 cm de diamètre et de 5 cm d'épaisseur qui ne sont pas été utilisées ensuite pour d'autres essais.
La mise en équilibre des éprouvettes est faite à 60 °C, une étuve a été utilisée pour refroidir les éprouvettes dans les bidons et passer lentement à une température égale à 30 °C, la température de l'essai.
En passant d'une température de 60 °C à une température égale à 30 °C, il faut diminuer la valeur d'humidité relative pour conserver le même degré de saturation en eau des éprouvettes. Cette valeur est difficile à connaitre, nous avons choisi d'imposer la même humidité relative que celle présente dans les bidons lors de la mise en équilibre ce qui pourrait induire un gain de masse des éprouvettes. Mais, le mécanisme d'absorption dans les milieux poreux est très lent, la variation de masse au cours de l'essai durant environ 2 h est très faible. Grâce à une éprouvette témoin, mise dans la boite isolée au cours d'un essai, a permis de montrer que la variation de masse est inférieure à 0,005 %. Cela est considéré comme négligeable et les conditions d'essai comme satisfaisantes.
Pour les essais à 90 °C, la mise en équilibre des éprouvettes est réalisée à 60 °C et le passage de 60 °C à 90 °C est fait dans la boite d'essai. À 90 °C, le risque de désorption des éprouvettes est important. Afin de limiter la modification de l'état hydrique des éprouvettes au cours des essais, l'air à l'intérieur de la boite isolée a été saturé en humidité. Pour valider ce choix, une éprouvette témoin a été positionnée dans la boite durant tout l'essai et sa masse n'a varié que de 0,007 %. Cette variation est considérée comme négligeable et les conditions d'essai comme satisfaisantes.

2.3.2 Étude préliminaire plaquettes 1 cm

Afin de vérifier l'atteinte de l'état d'équilibre des éprouvettes d'épaisseur 5 cm (éprouvettes DCT, éprouvettes de perméabilité et éprouvettes TPS), il a été décidé de mettre des plaquettes de 1 cm dans les mêmes conditions de mise en équilibre que les éprouvettes d'épaisseur 5 cm et de déterminer le degré de saturation en eau liquide (S_w) de ses plaquettes (figure 2.23).



FIGURE 2.23 : Plaquettes 1 cm.

Le tableau 2.15 montre les degrés des saturations en eau des plaquettes 1 cm. On peut

noter que la stabilisation est obtenue pour l'ensemble des plaquettes après 60 jours. Les HR 93 % et 98 % à 20 °C donnent des résultats très reproductibles. Les deux plaquettes donnent des degrés de saturation très semblables. Les autres résultats sont plus dispersés. Nous estimons que cette dispersion est acceptable et nous retenons les valeurs moyennes comme valeurs de référence.

Ambiance	1	2	3	4
Solution saline	Chlorure de potassium	Nitrate de potassium	Sulfate de potassium	Sulfate de potassium
Température	60 °C	60 °C	60 °C	20 °C
S_w	42 % 31 %	56 % 55 %	75 % 69 %	95 % 94 %
$S_w$moyen	37 -6/+5 %	56 -1/+0 %	72 -3/+2 %	95 -1/+0 %
Temps de mise en équilibre (j)	84 jours	84 jours	84 jours	84 jours

Tableau 2.15 : degrés des saturations en eau des plaquettes 1 cm.

2.4 Procédures expérimentales

2.4.1 Détermination des propriétés thermiques

2.4.1.1 Matériel expérimental

La connaissance des propriétés thermiques des bétons est indispensable pour modéliser les transferts thermiques et prédire leurs comportements thermiques.
Une des techniques les plus précises et les plus pratiques pour évaluer les propriétés thermiques est la méthode de la Source Plane Transitoire (TPS). C'est une technique permettant de déterminer la conductivité thermique, la diffusivité thermique et d'en déduire la chaleur spécifique.
La méthode est basée sur l'utilisation d'une sonde plane placée entre deux échantillons du matériau à tester (Figure 2.24). Cette sonde se présente sous la forme d'une double spirale de matériau conducteur électrique qui a été obtenue par gravure d'une fine couche de métal (Nickel). Cette spirale est encapsulée entre deux fines feuilles d'un matériau isolant : le kapton pour les applications à une température inférieure à 180 °C et le mica pour les applications à une température supérieure à 180 °C.

a) b)

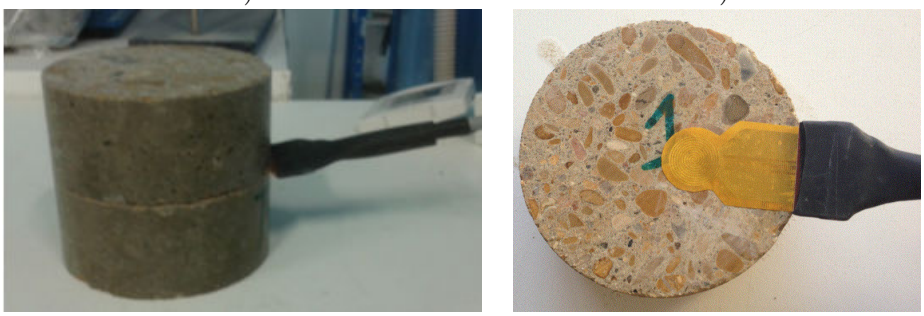


FIGURE 2.24 : a) deux éprouvettes entourent la sonde b) éprouvette et sonde.

Lorsqu'une mesure des propriétés thermiques est effectuée, la sonde agit à la fois comme une source de courant constant et comme un thermomètre résistif, en envoyant un courant électrique, assez fort pour faire augmenter la température de la sonde de quelques millidegrés à plusieurs degrés et en enregistrant en même temps l'augmentation de sa résistance (température) en fonction du temps. L'augmentation de la température dans la sonde dépend des propriétés thermiques du matériau entre lequel elle est placée. Les caractéristiques thermiques peuvent alors être déduites par analyse inverse. La conductivité thermique et la diffusivité thermique sont ainsi déterminées par le logiciel utilisé. La chaleur spécifique volumique est déduite des valeurs de la conductivité thermique et de la diffusivité thermique.
La chaleur spécifique volumique est déterminée en fonction de la conductivité thermique et la diffusivité thermique par la formule.

$$C_p = \frac{\lambda}{a} \tag{2.4.1}$$

Où :
C_P ($Jm^{-3}K^{-1}$) : chaleur spécifique volumique,
λ ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$) : conductivité thermique,
a (m^2s^{-1}) : diffusivité thermique.

La réalisation d'un essai nécessite une très bonne homogénéité de la température des échantillons. De plus, une bonne planéité de leur surface en contact avec la sonde doit être assurée afin de minimiser l'épaisseur de la couche d'air entre les échantillons et la sonde. L'essai peut être réalisé de manière symétrique (la sonde entre deux échantillons du matériau testé) ou dissymétrique (la sonde entre un échantillon du matériau testé et un échantillon d'un matériau dont les propriétés sont connues). Afin d'obtenir la meilleure précision possible, dans notre étude, les essais seront réalisés de manière symétrique et les surfaces des échantillons sont rectifiées.
Le fonctionnement de la sonde doit être adapté au matériau testé. En effet, la puissance émise ainsi que le temps de mesure doivent être définis. Ces deux paramètres doivent être choisis en fonction des propriétés du matériau testé.
La taille des échantillons doit également être choisie en fonction de ses propriétés. De même, la taille de la sonde doit également être choisie.

2.4.1.2 Théorie de l'essai TPS

Pour décrire théoriquement comment la sonde se comporte, l'équation de la conductivité thermique a été résolue en supposant que la sonde se compose de plusieurs sources de chaleur sous forme d'anneaux concentriques situées dans un échantillon infiniment grand [69, 70].
Si la sonde est chauffée électriquement, l'expression de sa résistance peut être donnée comme une fonction du temps :

$$R(t) = R_0 \left(1 + \alpha \overline{\triangle T\,(\tau)}\right) \tag{2.4.2}$$

Où :
R_0 : résistance de la sonde juste avant qu'elle soit chauffée (à t = 0),
α : coefficient de résistivité électrique en fonction de la température
$\overline{\triangle T\,(\tau)}$: valeur moyenne de l'élévation de température de la surface de l'échantillon.

À partir de l'équation précédente, nous obtenons l'élévation de la température enregistrée par la sonde :

$$\overline{\triangle T\,(\tau)} = \frac{1}{\alpha}\left(\frac{R\,(t)}{R_0} - 1\right) \tag{2.4.3}$$

Or l'augmentation de la température en fonction du temps est donnée selon la théorie de Gustafsson [71] par :

$$\triangle T(\tau) = \frac{P_0}{\pi^{\frac{3}{2}} a.\lambda} \times D(\tau) \tag{2.4.4}$$

Avec

$$\tau = \sqrt{\frac{t}{\Theta}} \qquad et \qquad \Theta = \frac{a^2}{K} \tag{2.4.5}$$

Où :
P_0 : puissance totale injectée dans la sonde,
a : rayon global de la sonde,
λ : conductivité thermique de l'échantillon qui est testé,
t : temps mesuré à partir du démarrage de l'enregistrement,
Θ : temps caractéristique,
K : diffusivité thermique du matériau testé,
$D(\tau)$: fonction sans dimension dépendant de τ :

$$D(\tau) = [m(m+1)]^{-2} \int_0^{\tau} ds.s^{-2} \left[\sum_{n=1}^{m} n \sum_{k=1}^{m} exp\left(\frac{-\left(n^2+k^2\right)}{4m^2s^2} \right) J_0\left(\frac{nk}{2m^2s^2} \right) \right] \tag{2.4.6}$$

Où :
J_0 est une fonction de Bessel modifiée
m : le nombre de sources de chaleur sous forme d'anneaux concentriques dans la sonde.

Maintenant, en traçant l'augmentation de température enregistrée en fonction de $D(\tau)$, on obtient une droite dont la pente est $s = \frac{P_0}{\pi^{\frac{3}{2}}.a.\lambda}$ ce qui permet de déterminer la conductivité thermique.
Comme K et par conséquence Θ ne sont pas connus avant l'expérience, la droite finale à partir de laquelle est calculée la conductivité thermique est obtenue par un procédé d'itération successive.

2.4.1.3 Déroulement des essais TPS

Les éprouvettes testées sont des cylindres de 110 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur.
Le choix du diamètre de la sonde de mesure est guidé par la taille de la plus grande hétérogénéité du matériau à tester : dans le cas du béton, celui-ci doit être au moins supérieur à la taille du plus gros granulat. Nous avons donc utilisé un disque de 19,44 mm de diamètre.
Dans cette étude, pour chaque configuration, nous allons tester trois jeux d'éprouvettes trois fois avec 45 minutes d'intervalle entre chaque mesure afin d'assurer l'homogénéité de la température.
Les éprouvettes testées ont été mises en équilibre et leur degré de saturation en eau est connu. Les essais sont réalisés dans une enceinte climatique programmable permettant

d'imposer la température (30 °C ou 90 °C) et l'humidité relative (figure 2.25).
Pour conserver le degré de saturation en eau des éprouvettes durant tout l'essai, la même humidité relative que celle présente dans les bidons et régulée par les solutions salines a été imposée à l'intérieur de l'enceinte climatique durant l'essai.



FIGURE 2.25 : mesure des propriétés thermiques selon la méthode "TPS" dans l'enceinte climatique à 30 et 90 °C.

2.4.1.4 Choix des paramètres de l'essai TPS

Afin de choisir au mieux la puissance émise par la sonde et le temps de mesure, différentes valeurs vont être étudiées :

- Puissance injectée : 0,3 W ; 0,5 W et 1 W.
- Temps de mesure : 20 s ; 40 s ; 80 s et 160 s.

Pour chaque combinaison (puissance injectée/temps de mesure) 3 mesures ont été réalisées. Différentes conditions sont à vérifier pour valider la réussite de l'expérience :

- la régularité de la courbe d'évolution de la température en fonction du temps (figure 2.26) : la courbe doit croitre de façon régulière, sans à-coups.
- la courbe de stabilisation de la température en fonction du temps (figure 2.27) : cette courbe doit montrer une bonne stabilisation en température de l'échantillon avec une trés faible variation de température, donc elle ne doit pas présenter de tendance, elle doit ressembler à un nuage de points aléatoirement répartis
- L'élévation de température entre le premier et le dernier point utilisés pour l'analyse doit être comprise entre 0,4 et 4 °C (temperature increase)
- Le rapport entre le temps total de la mesure et le temps caractéristique doit idéalement être compris entre 0,4 et 1 (total to charac. Time)

- La déviation moyenne des points de données par rapport à la droite à partir de laquelle est calculée la conductivité thermique doit idéalement être inférieure à 3 10^{-4} K

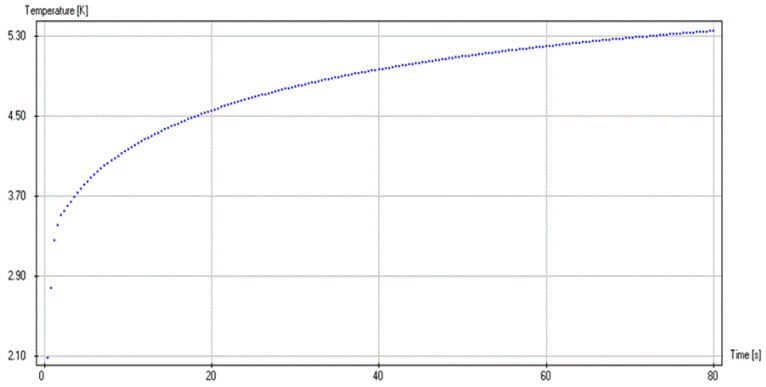


FIGURE 2.26 : Évolution de la température au cours du temps pendant la mesure.

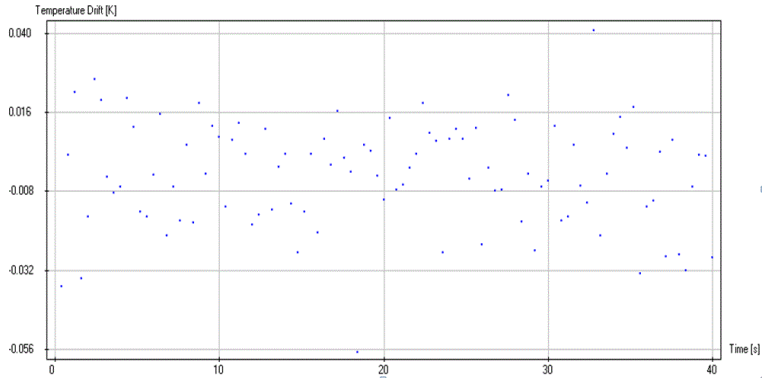


FIGURE 2.27 : Stabilisation de la température au cours du temps pendant la mesure.

Pour les essais à 30 °C, avec les valeurs de temps de mesure 20 s et 160 s, les rapports entre le temps total de la mesure et le temps caractéristique sont en dehors de l'intervalle [0,4 ; 1], donc ces deux valeurs sont rejetées. Pour la valeur de puissance injectée 1 W, les déviations moyennes sont supérieures à 3 10^{-4}K. Cette valeur est donc rejetée également. Donc le choix doit se faire entre 0,3 W et 0,5 W pour la valeur de puissance injectée et 40 s et 80 s pour les valeurs de temps de mesure.
Le tableau 2.16 présente les propriétés thermiques d'une éprouvette en fonction du temps de mesure et la puissance injectée à 30 °C. On remarque que les valeurs sont proches et pour la suite de l'étude, on a choisi la valeur de 0,5 W pour la puissance injectée et la valeur 80 s pour le temps de mesure. Ce choix a été fait pour avoir une variation de température significative pour obtenir des résultats les plus représentatifs possibles.

Puissance injectée		0,3 W			0,5 W	
Temps de mesure		40 s	80 s		40 s	80 s
Conductivité thermique ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$)		1,62	1,63		1,64	1,65
		1,66	1,65		1,66	1,65
		1,67	1,63		1,67	1,63
	moyenne	1,65	1,64	moyenne	1,65	1,64
Diffusivité thermique ($mm^2\ s^{-1}$)		0,93	0,98		1,03	0,96
		0,97	0,92		0,80	0,95
		0,99	0,91		0,98	0,78
	moyenne	0,96	0,94	moyenne	0,94	0,90
Chaleur spécifique ($MJ\ m^{-3}\ K^{-1}$)		1,73	1,66		1,60	1,72
		1,70	1,79		1,97	1,72
		1,68	1,78		1,72	2,12
	moyenne	1,70	1,74	moyenne	1,76	1,85

Tableau 2.16 : Propriétés thermiques de l'éprouvette en fonction du temps de mesure et de la puissance injectée à 30 °C.

Pour les essais à 90 °C, avec les valeurs de temps de mesure 20 s, 40 s et 160 s, les rapports entre le temps total de la mesure et le temps caractéristique sont en dehors de l'intervalle [0,4 ; 1]. Pour la suite de l'étude, la valeur 80 s va être utilisée pour le temps de mesure, et pour les valeurs de puissance injectée 0,3, 0,5 et 1 W les différents critères sont respectés.
Le tableau 2.17 présente les propriétés thermiques d'une éprouvette en fonction de la puissance injectée avec un temps de mesure 80 s à 90 °C. Pour la suite de l'étude, les valeurs choisies sont 0,5 W pour la puissance injectée et la valeur 80 s pour le temps de mesure. Ce choix a été fait pour avoir la plus grande variation de température et le plus long temps de mesure possible pour obtenir des résultats les plus représentatifs possibles.
Les mêmes valeurs de temps de mesure et de puissance injecté ont été choisies à 30 °C et à 90 °C afin que ces valeurs soient utilisées pour toutes les températures entre 30 et 90 °C.

Puissance injectée		80 s		
Temps de mesure		0,3 W	0,5 W	1 W
Conductivité thermique ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$)		1,88	2,03	1,93
		1,80	1,98	2,06
		1,93	2,03	1,98
	moyenne	1,87	2,01	1,99
Diffusivité thermique ($mm^2\ s^{-1}$)		0,55	0,64	0,70
		0,54	0,62	0,72
		0,57	0,63	0,69
	moyenne	0,55	0,63	0,70
Chaleur spécifique ($MJ\ m^{-3}\ K^{-1}$)		3,39	3,18	2,75
		3,33	3,21	2,84
		3,37	3,21	2,85
	moyenne	3,36	3,20	2,81

Tableau 2.17 : Propriétés thermiques de l'éprouvette en fonction du temps de mesure et de la puissance injectée à 90 °C.

2.4.2 Essai de perméabilité à l'azote

2.4.2.1 Principe de l'essai de perméabilité à l'azote

Le principe de l'essai est d'injecter de l'azote à l'intérieur d'un cylindre creux en béton et de mesurer la perméabilité radiale de ce cylindre. Pour cela, les échantillons testés sont des cylindres creux de 123 mm de diamètre extérieur et de 52 mm de diamètre intérieur et de 50 mm de hauteur. L'étanchéité des faces inférieure et supérieure est assurée au moyen d'un adhésif en aluminium (figure 2.28).



FIGURE 2.28 : Éprouvettes de l'essai de perméabilité

2.4.2.2 Dispositif de l'essai de perméabilité à l'azote

Le dispositif expérimental permet d'effectuer des mesures de perméabilité à l'azote du béton sous température et humidité contrôlées. Une vue d'ensemble du banc expérimental est visible sur la Figure 2.29. Il est constitué des dispositifs permettant d'appliquer un chargement mécanique, de réguler la température et l'humidité relative, de mesurer le

débit d'azote traversant l'éprouvette. Ces dispositifs sont présentés dans les paragraphes suivants.

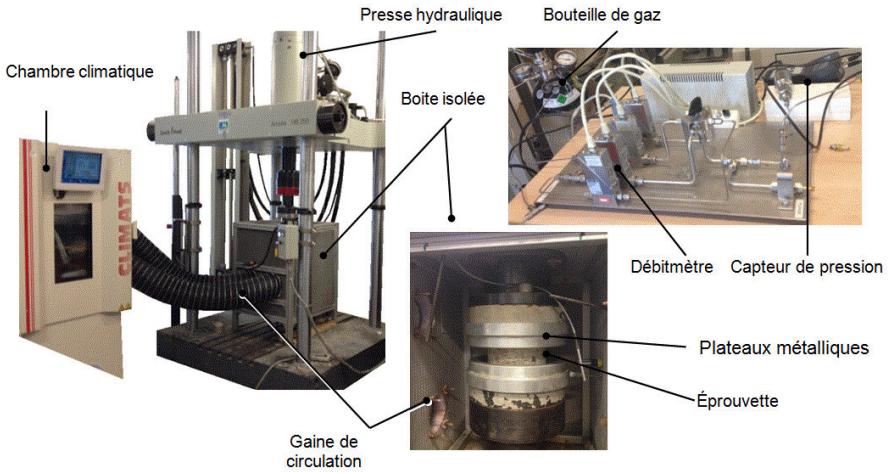


FIGURE 2.29 : Dispositif d'essai.

Le dispositif de mesure de la perméabilité, dont le schéma de principe est donné en Figure 2.30, comprend :

- une bouteille d'alimentation en gaz munie d'un détendeur,
- un régulateur maintenant un niveau de pression de gaz constant,
- un capteur de pression,
- un manomètre digital,
- un débitmètre massique calibré.

La méthode de mesure de la perméabilité au gaz consiste à appliquer une pression relative constante de gaz ΔP (différence entre la pression injectée absolue P_i et la pression atmosphérique P_{atm}) jusqu'à la stabilisation de l'écoulement du gaz à travers le matériau (régime permanent). Le gaz utilisé est de l'azote (N_2) sec, car il est inerte vis-à-vis des constituants du béton. L'échantillon est placé dans la cellule du perméamètre constituée d'un système à deux plateaux métalliques (Figure 2.31). Par l'intermédiaire d'un plateau métallique percé, dont le diamètre est adapté pour le centrage de l'éprouvette cylindrique utilisée, le gaz est injecté au niveau de la surface inférieure de l'échantillon à une pression P_i (pilotée grâce au régulateur maintenant un niveau de pression constant et mesurée par le capteur de pression).
Afin d'obtenir un écoulement radial du gaz à travers l'éprouvette, des joints toriques en caoutchouc (Figure 2.31) assurent l'étanchéité de la liaison entre l'éprouvette et les plateaux de la presse. Un léger chargement mécanique de 6 kN, imposé sur l'éprouvette,

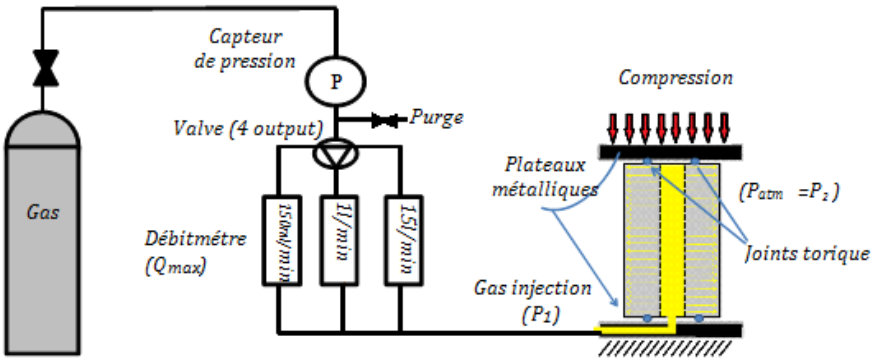


FIGURE 2.30 : Schéma global du dispositif de mesure de la perméabilité

permet de plaquer les plateaux métalliques sur les faces de l'éprouvette en écrasant les joints toriques.
Dans ce dispositif, le débit est mesuré en amont de l'éprouvette par des débitmètres massiques. Ils convertissent un débit massique en débit volumique normalisé. L'acquisition des mesures de débit et de pression, réalisée en temps réel, permet de contrôler la stabilisation de l'écoulement. Dans la configuration de nos essais, un temps situé entre 10 et 15 minutes est nécessaire pour que l'écoulement du gaz atteigne le régime stationnaire. Grâce à la mesure de débit, la perméabilité intrinsèque est estimée par la méthode de Klinkenberg en négligeant la contribution de l'effet de glissement du gaz sur la perméabilité (cf analyse bibliographique 1.7).

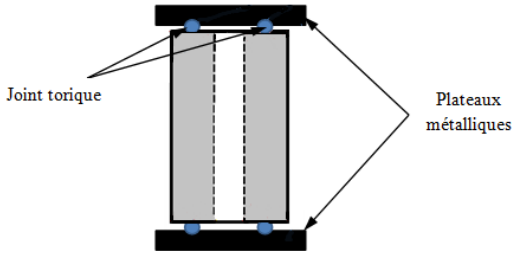


FIGURE 2.31 : Dispositif de l'essai de perméabilité à l'azote.

L'éprouvette munie des deux plateaux métalliques est placée entre les plateaux d'une presse hydraulique (figure 2.29). L'éprouvette et les plateaux sont également placés dans une boite isolée. Cette boite est reliée à une enceinte climatique par deux gaines de circulation isolées pour contrôler la température et l'humidité relative à l'intérieur de cette boite (figure 2.29).
Les éprouvettes testées ont été mises en équilibre et leur degré de saturation en eau est connu. La même humidité relative que celle présente dans les bidons a été imposée à

l'intérieur de la boite durant l'essai pour conserver le degré de saturation en eau des éprouvettes durant tout l'essai .

2.4.2.3 Principe de détermination de la perméabilité radiale

Les mesures de la perméabilité sont menées dans le cadre d'un écoulement radial du gaz en régime permanent. La perméabilité apparente d'une éprouvette est déterminée à partir de la loi de Darcy [72] appliquée à un écoulement laminaire d'un fluide compressible (gaz). Ainsi, la perméabilité apparente K_a (m^2), à partir de la mesure du débit volumique en amont Q_i (m^3/s) avec une pression d'injection P_i (Pa), est donnée par la relation suivante [73] :

$$K_a = \frac{Q_i \; P_i \; \mu \; ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \; h \; \left(P_i^2 - P_{atm}^2\right)} \tag{2.4.7}$$

Ou :
μ (Pa.s) : viscosité dynamique de l'azote
P_{atm} (Pa) : pression atmosphérique
r_1(m) : rayon intérieur
r_2 (m) : rayon extérieur
h (m) : hauteur de l'éprouvette

Dans le cas d'un écoulement laminaire, et on se basant sur la méthode de Klinkenberg, on peut déterminer la perméabilité intrinsèque K_i (m^2), relative uniquement aux écoulements visqueux, à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente K_a à différentes pressions d'injection.
Pour déterminer la perméabilité apparente K_a à différentes températures, tous les paramètres de cette équation doivent être déterminés à la température T d'essai. Cependant, dans notre dispositif, seules l'éprouvette et la cellule de perméabilité se trouvent à la température T, alors que le circuit de gaz, le capteur de pression ainsi que le débitmètre, se trouvent à la température ambiante T_a. En conséquence, le débit volumique mesuré en amont $Q(T_a)$ est déterminé à la température ambiante T_a et il ne représente pas le débit volumique réel sous la température T de l'éprouvette.
Étant donné que les vitesses de percolation à travers le matériau se trouvant à la température T sont faibles, nous supposons qu'il atteint la température T lors de la percolation à travers le matériau. En appliquant le principe de conservation de la masse et en considérant la variation de la surface du flux avec la température comme négligeable, on obtient :

$$\rho_i \left(T_a\right) Q_i \left(T_a\right) = \rho_i \left(T\right) Q_i \left(T\right) \tag{2.4.8}$$

Ou :
ρ_i(kg/m^3) : masse volumique à une température donnée
Q_i (m^3/s) : débit du gaz à une température donnée.

Le gaz utilisé étant assimilé à un gaz parfait, la masse volumique peut s'écrire de la manière suivante :

$$\rho\left(T_a\right) T_a = \rho\left(T\right) T \tag{2.4.9}$$

Le débit volumique réel peut alors être déduit du débit volumique mesuré à la température ambiante T_a :

$$Q\left(T\right) = Q\left(T_a\right) \frac{T}{T_a} \tag{2.4.10}$$

2.4.3 Essai DCT (disk-shaped compact tension)

2.4.3.1 Choix de l'essai DCT

Le but de cette étude est la détermination de l'énergie de fissuration, le module d'élasticité et la résistance en traction du béton en conditions thermo-hydrique contrôlées. L'essai de flexion 3 points est plus classiquement utilisé. L'essai DCT a le grand avantage d'avoir un faible encombrement. C'est un paramètre important dans la perspective de la réalisation d'essais sous pression nécessaire pour les températures supérieures à 100 °C. Cet essai étant peu utilisé pour le béton, une phase préliminaire de validation est menée. Une des étapes importantes de ce travail expérimental a consisté à mettre au point un équipement expérimental et établir un mode opératoire pour la réalisation des essais mécaniques de type DCT dans des conditions thermiques et hydriques contrôlées où la pression peut aller jusqu'à 7 bar.

2.4.3.2 Dispositif d'essai pour les températures jusqu'à 90 °C

2.4.3.2.1 Principe de l'essai DCT

L'énergie de fissuration peut être définie comme l'énergie nécessaire à la création d'une fissure de surface unitaire. Son expression est donnée par l'équation suivante :

$$G_f = \frac{W_0}{A_{lig}} \ \left(J/m^2\right) \tag{2.4.11}$$

Où :
W_0 : travail d'une force (l'énergie fournie par cette force lorsque son point d'application se déplace). W_0 est l'aire sous la courbe force-déplacement du point d'application de la charge en [J],
A_{lig} : aire du ligament non entaillé de l'éprouvette en [m^2] (figure 2.32).
Hypothèses :

- L'énergie élastique est identique au début et à la fin de l'essai
- Toute la dissipation d'énergie se produit dans la fissuration et est donc intégrée dans G_f.

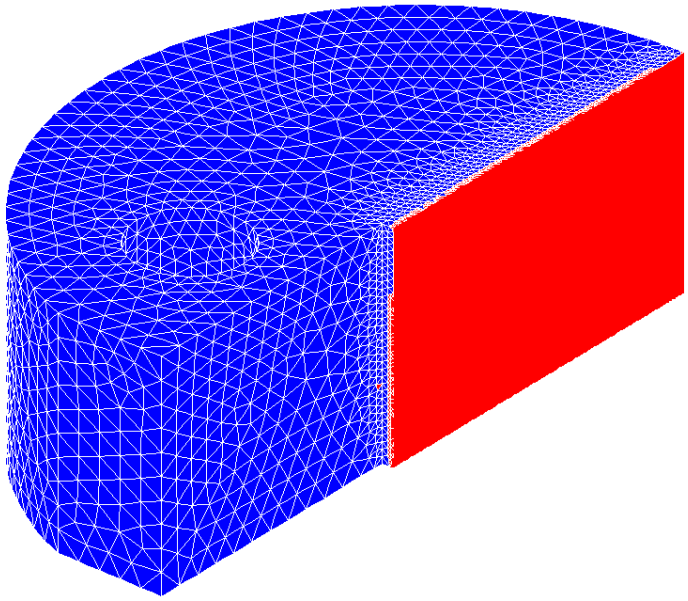


FIGURE 2.32 : Aire du ligament non entaillé de l'éprouvette (A_{lig}zone rouge).

Pour déterminer l'énergie de fissuration du béton à partir de l'essai DCT, il suffit de tracer la courbe force-déplacement, et puisque la force est appliquée sur l'éprouvette au niveau des axes (figure 2.33), deux capteurs LVDT ont été positionnés de chaque coté du dispositif d'appuis pour déterminer le déplacement relatif de ces deux axes. Les résultats présentés ci-dessous correspondent au déplacement moyen des deux capteurs LVDT. Un capteur d'ouverture d'entaille est utilisé pour le pilotage de l'essai.

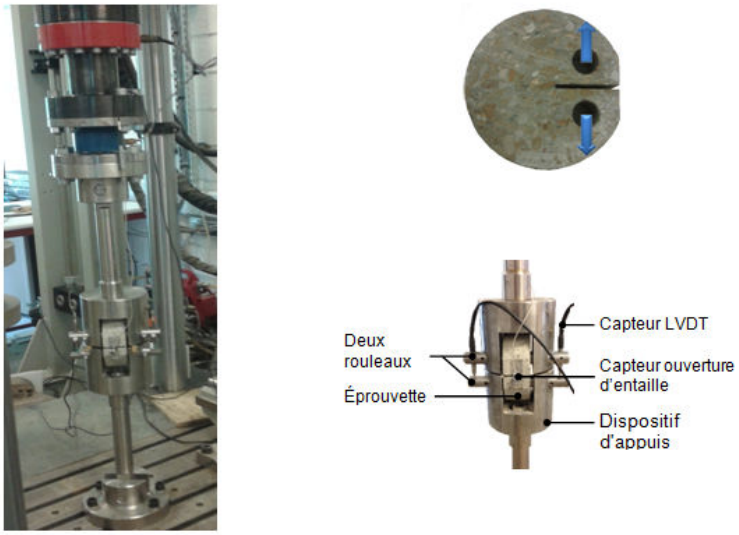


FIGURE 2.33 : Emplacement des capteurs

La courbe force-déplacement présente une zone élastique linéaire avec une raideur faible (figure 2.34). Cela est dû au fait que les rouleaux peuvent tourner par rapport à l'éprouvette au cours de l'essai. Pour éviter cela, une modification a été apportée au dispositif. Des trous ont été réalisés dans l'axe des rouleaux jusqu'à la mi-longueur et perpendiculairement au niveau de l'extrémité du trou axial (Figure 2.35) afin de pouvoir injecter de la colle pour fixer l'éprouvette aux deux rouleaux sans pour autant fixer les rouleaux sur le dispositif d'appuis. On obtient alors un contact parfait entre l'éprouvette et les deux rouleaux et donc le déplacement des rouleaux correspondra bien au déplacement de l'éprouvette (figure 2.35).

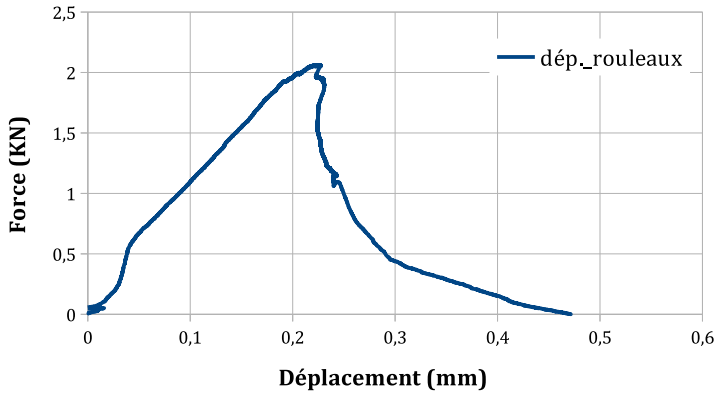


FIGURE 2.34 : Courbe force-déplacement des rouleaux.

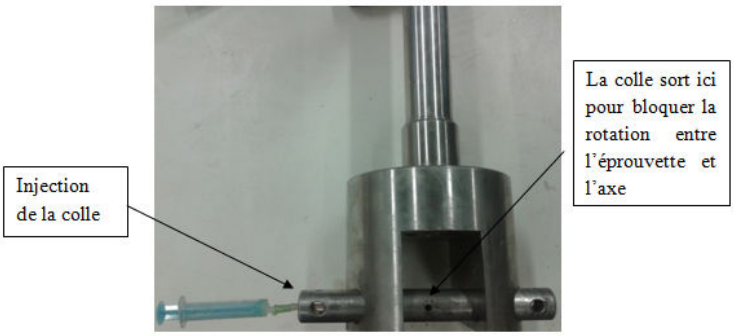


FIGURE 2.35 : Injection de la colle

La figure (2.36) présente les résultats d'un essai DCT réalisé à température ambiante après modification du dispositif.

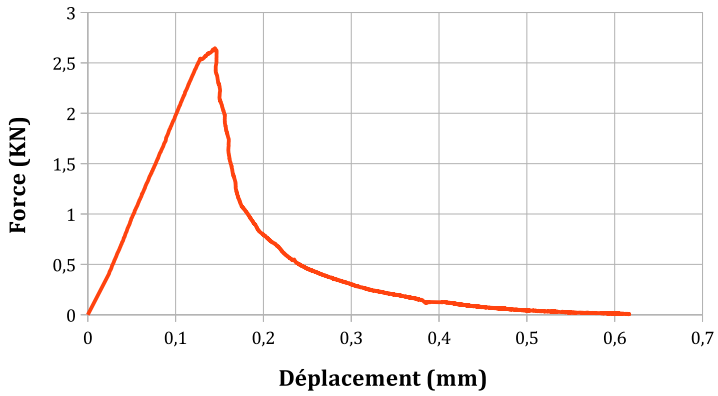


FIGURE 2.36 : Courbe force-déplacement relatif des rouleaux.

2.4.3.2.2 Comparaison des mesures de l'énergie de fissuration obtenues par essai de flexion 3 points et par essai DCT

Afin de valider la mesure de l'énergie de fissuration par l'essai DCT, il a été décidé de faire une comparaison des mesures de l'énergie de fissuration obtenues par essai de flexion 3 points et par essai DCT. L'essai de flexion 3 points sur prisme entaillé est l'essai classiquement utilisé pour la détermination de G_f pour le béton.

- *Fabrication des éprouvettes*

Afin de minimiser la variabilité induite par des gâchées successives, la totalité des éprouvettes est obtenue à partir d'une seule gâchée.
Les éprouvettes fabriquées sont :

- 1 mini poutre 15 x 20 x 54 cm pour obtenir les éprouvettes DCT.

- 1 prisme 5 x 10 x 35 cm (essai de flexion 3 points)
- 1 prisme 10 x 10 x 40 cm (essai de flexion 3 points)

Les prismes ont été entaillés à mi-portée sur la moitié de leur hauteur.

- *Essai de flexion 3 point*

L'entraxe des appuis inférieurs est de 30 cm pour l'éprouvette 10 x 10 x 40 cm et 25 cm pour l'éprouvette 5 x 10 x 35 cm (figure 2.37)

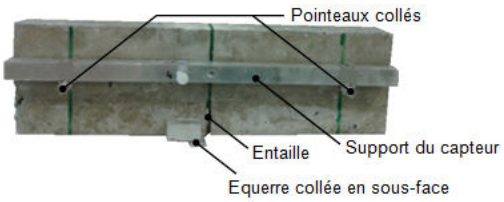


FIGURE 2.37 : Éprouvettes de l'essai de flexion 3 points avec le dispositif de mesure de fléche.

Les éprouvettes sont équipées de deux capteurs LVDT pour mesurer la flèche à mi-portée et d'un capteur d'ouverture d'entaille pour le pilotage de l'essai (cf. Figure 2.38)

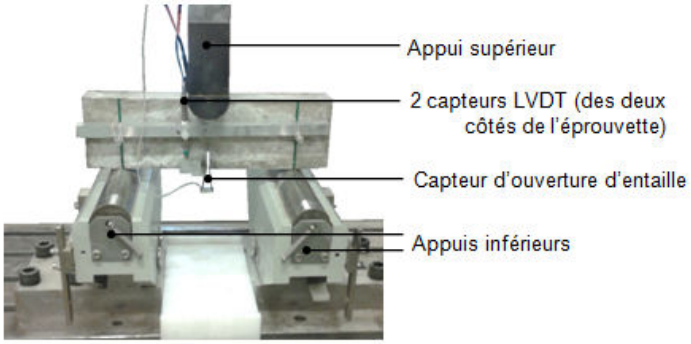


FIGURE 2.38 : Dispositif de l'essai.

La figure (2.39) et la figure (2.40) présentent les résultats des deux essais de flexion 3 points réalisés à température ambiante. Les flèches correspondent à la moyenne des deux capteurs LVDT.

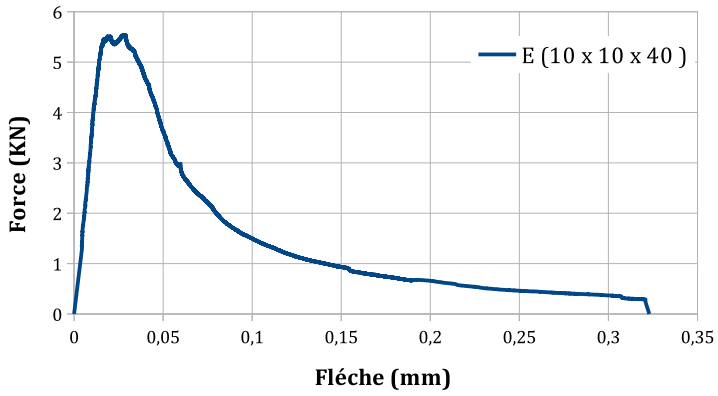


FIGURE 2.39 : Courbe force-déplacement pour l'éprouvette 10 x 10 x 40 cm.

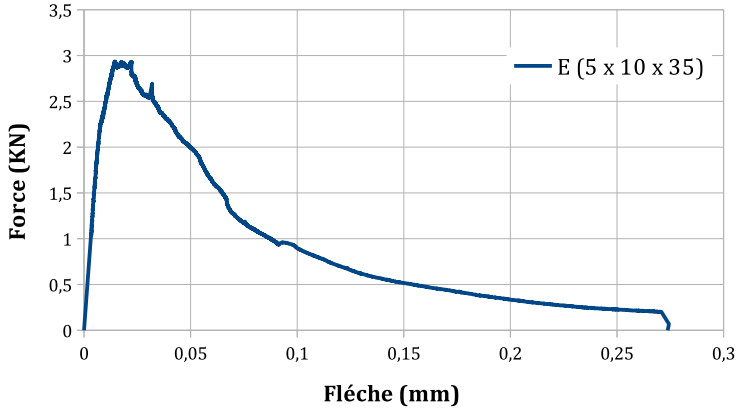


FIGURE 2.40 : Courbe force-déplacement pour l'éprouvette 5 x 10 x 35 cm.

Le Tableau (2.18) donne les différents valeurs de l'énergie de fissuration obtenues lors des deux essais de flexion 3points.

	Eprouvette (10 x 10 x 40 cm)	Eprouvette (5 x 10 x 35 cm)	Moyenne
G_f(N/m)	63,5	67,5	65,5

Tableau 2.18 : énergie de fissuration

- *Essai DCT*

Deux essais DCT ont été réalisés sur le même béton, dans les mêmes conditions hygro-thermique.
Lors des essais réalisés à température élevée et sous pression, l'intégration des capteurs sera beaucoup plus délicate. Nous souhaitons donc choisir, grâce à des essais réalisés à



FIGURE 2.41 : Dispositif de l'essai DCT.

température ambiante, le mode de mesure et le type de capteurs le plus pertinent pour l'évaluation de G_f.
Différentes mesures sont réalisées au cours de l'essai (figure 2.41) :

- ouverture d'entaille : capteur CMOD (Crack Mouth Opening Dispacement) d'ouverture d'entaille permettant de piloter l'essai
- déplacement relatif des rouleaux : 2 capteurs de déplacement LVDT mesurant le déplacement relatif des rouleaux de part et d'autre de l'éprouvette. La figure 2.42 présente la moyenne des deux capteurs.
- déplacement du dispositif d'appuis : 2 capteurs mesurant le déplacement relatif des deux dispositifs d'appuis (casques) placés en vis-à-vis de part et d'autre de l'éprouvette. La figure 2.42 présente la moyenne des deux capteurs.
- déplacement du vérin : déplacement du vérin fourni par un capteur interne à la presse

G_f(N/m)	Déplacement des rouleaux	Déplacement des dispositif d'appuis (casques)	Déplacement du vérin
Éprouvette 1	73,0	73,3	72,1
Éprouvette 2	67,1	66,4	65,4
Moyenne	70,1	69,9	68,8

Tableau 2.19 : Énergie de fissuration

Les valeurs de G_f obtenues avec les mesures du déplacement relatif des rouleaux, du déplacement relatif des casques et du déplacement du vérin sont très proches les unes des autres. Elles sont de plus cohérentes avec les mesures faites lors des essais de flexion 3 points. Cela permet de bien valider l'essai DCT pour la mesure de l'énergie de fissuration du béton. Les courbes correspondant aux déplacements des rouleaux et aux déplacements

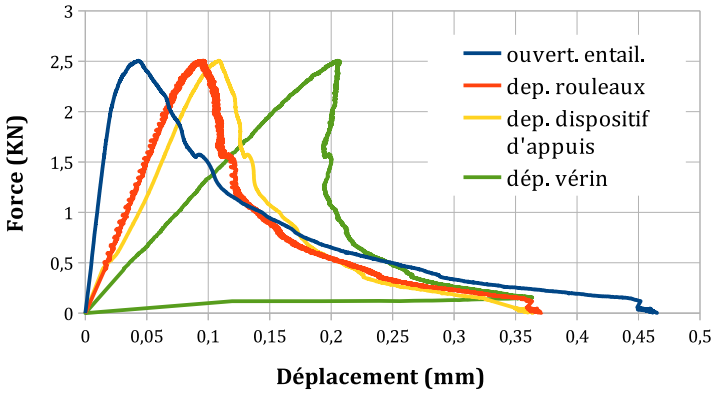


FIGURE 2.42 : Courbe force-déplacement de l'éprouvette 1

des casques sont assez proches. Les déplacements du vérin donnent des courbes assez différentes. En effet, ces mesures intègrent des déformations élastiques de l'ensemble du montage. Le retour à zéro du déplacement du vérin lors de la rupture des éprouvettes correspond à son retour élastique. L'énergie élastique dans le montage est nulle au début et fin d'essai. Le travail de la charge appliquée sur l'éprouvette pendant l'essai est donc égal à l'énergie dissipée par la fissuration et donc à G_f multiplié par l'aire de la surface rompue.

2.4.3.2.3 Dispositif d'essai

L'équipement expérimental est présenté sur la Figure 2.43. Cet équipement spécifique est constitué :

- d'une enceinte climatique programmable permettant d'imposer la température et l'humidité tout au long de l'essai,
- d'une presse hydraulique : Zwick HB250 d'une capacité de 250 kN permettant d'appliquer l'effort de traction,
- un dispositif d'essai permettant l'application de la charge (appelé aussi dispositif d'appuis ou casques).

L'enceinte climatique ne peut être placée dans la presse durant l'essai. Aussi, une boite isolée a été fabriquée pour imposer la température et l'humidité autour de l'éprouvette pendant l'essai. Cette boite est reliée à l'enceinte par deux gaines isolées. Deux ventilateurs placés dans les parois de la boite et dans l'axe des gaines permettent d'assurer une circulation d'air entre l'enceinte et la boite. Une autre ventilateur est placé dans la boite permette d'assurer une circulation d'air dans la boite. Ces ventilateurs ont un débit de 105 m^3/h.
Un dispositif d'appuis en inox a été fabriqué pour réaliser l'essai DCT. Deux capteurs LVDT pour déterminer le déplacement au niveau des axes, et un capteur d'ouverture d'entaille ont été positionnés sur le dispositif d'appuis et l'éprouvette.

L'homogénéité de la température et de l'humidité relative à l'intérieur de la boite isolée à été évaluée par des essais préliminaires et des mesures en différents points de la boite. L'écart de température est de moins de 1 °C et l'écart d'humidité relative est de moins de 3 % par rapport à la consigne, dans la partie centrale de la boite correspondant à l'emplacement de l'éprouvette DCT.

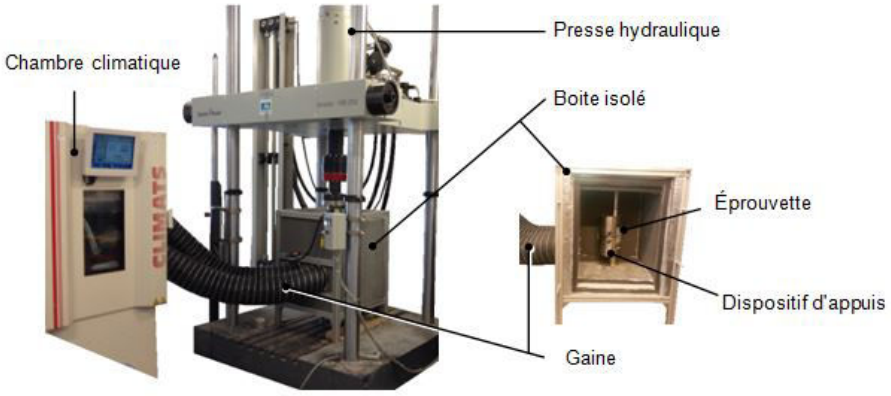


FIGURE 2.43 : Dispositif de l'essai

2.4.3.3 Dispositif d'essai pour les températures au delà de 100 °C

Pour les températures supérieures à 100 °C, la régulation de l'humidité relative nécessite une pression supérieure à la pression atmosphérique. Nous avons choisi dans cette étude de ne pas réguler l'humidité relative au-delà de 100 °C mais de saturer l'ambiance en humidité. Cela va entraîner une modification de l'état hydrique des éprouvettes pendant l'essai que nous allons évaluer. Il sera bien sûr bien moindre que si l'air était simplement chauffé à pression atmosphérique. À 160 °C, la pression nécessaire pour saturer l'air est de 7 bars.

2.4.3.3.1 Spécifications techniques du dispositif expérimental

Le dispositif expérimental doit répondre à un cahier de charges très précis. Voici les principales spécifications :

- Les éprouvettes doivent pouvoir être positionnées dans une atmosphère où la température est contrôlée et l'air saturé en humidité durant tout l'essai.
- L'enceinte sous pression doit être étanche à l'eau et à l'air et résister à une pression de 7 bars nécessaire pour saturer l'air en humidité à 160 °C.
- Les mesures des déplacements et de la force doivent être réalisées tout au long de l'essai, les capteurs de déplacement et de force doivent résister aux conditions de l'essai.

2.4.3.3.2 Choix réalisés pour ce dispositif expérimental

Atmosphère dans l'enceinte

- Chauffage et saturation en humidité de l'air assuré par une résistance plongée dans une réserve d'eau en bas de l'enceinte (figure 2.44).
- Régulation du chauffage au moyen d'un thermocouple placé à proximité de l'éprouvette testée.
- Soupape pour limiter la pression et assurer la sécurité.

Mesures réalisées pendant l'essai

- force : capteur de force placé dans l'enceinte. Son positionnement permet d'éviter les forces de frottements inhérentes à la présence de joints entre l'enceinte et l'axe du vérin.
- déplacements relatif des rouleaux : 2 capteurs LVDT.

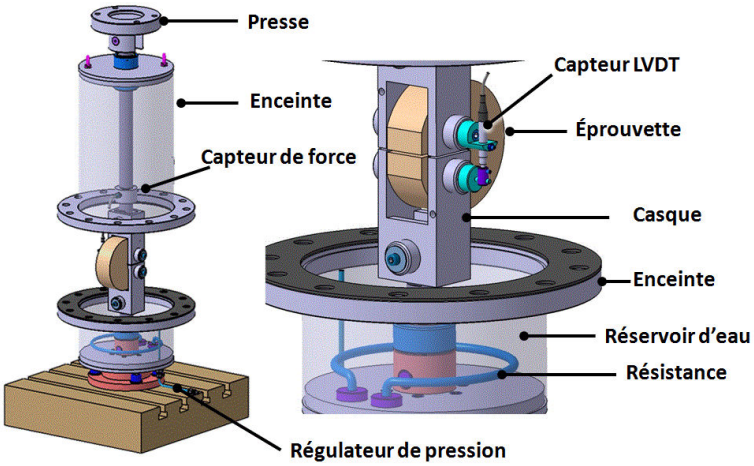


FIGURE 2.44 : Dispositif de l'essai

Le principe de fonctionnement d'un autoclave a été adopté. Au début, à l'intérieur de l'enceinte, il y a présence d'eau liquide et d'air. Ensuite, lorsqu'on chauffe une quantité d'eau va s'évaporer, la vapeur d'eau va occuper un volume important de l'enceinte et l'espace occupé par le volume d'air va diminuer (figure 2.45). Au début du chauffage, l'enceinte n'est pas fermée jusqu'à 100 °C de manière à chasser l'air et à suivre la courbe de vapeur saturante (figure 2.46).
Donc, le principe de l'essai est de chauffer l'eau par la résistance plongée dans la réserve d'eau en pied de l'enceinte. Au cours du chauffage, l'eau va s'évaporer et va entraîner à la fois une élévation d'humidité et de température dans la cellule, ce qui va entraîner une

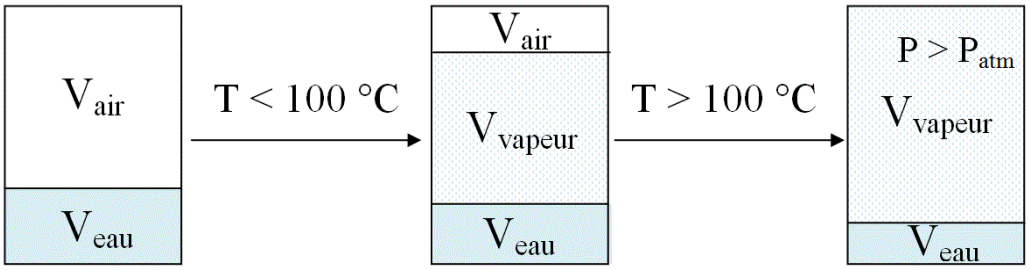


FIGURE 2.45 : Principe de fonctionnement d'un autoclave.

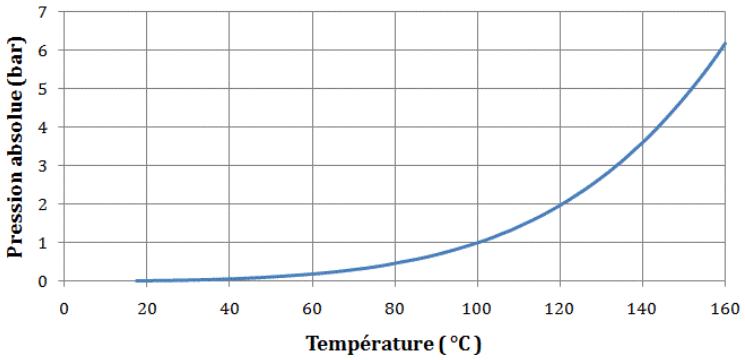


FIGURE 2.46 : Courbe de vapeurs saturants.

augmentation de la pression (figure 2.44). La température et la pression sont liées pour une atmosphère saturée en humidité. Une sonde de température est placée dans l'air à proximité de l'éprouvette et est reliée à un régulateur qui commande la résistance. Un contrôleur de pression est utilisé pour libérer l'air de l'enceinte si la pression à l'intérieur de l'enceinte dépasse la pression prévue. Il assure la sécurité du dispositif (figure 2.47).

a)  b) 

FIGURE 2.47 : a) enceinte sous pression fermé, b) enceinte entourée d'isolant thermique.

2.4.3.3.3 Validation de l'enceinte sous pression

La calibration de l'enceinte sous pression a été menée en différentes étapes :

- Essai sous pression d'eau jusqu'à 12 bars à température ambiante pour vérifier sa résistance à la pression,
- Essai sous pression d'air jusqu'à 7 bars à température ambiante afin de vérifier son étanchéité à l'air,
- Essai mécanique pour valider le dispositif expérimental ainsi que la validité des mesures,
- Essai sous pression d'air à différentes températures : 110, 140, 160 °C pour valider le déroulement des essais.

Essai sous pression d'eau à 12 bars pendant 68 heures

L'enceinte a été remplie d'eau (figure 2.48) et mise sous pression à 12 bars à l'aide d'un contrôleur de pression pendant 68 h (figure 2.49).



FIGURE 2.48 : Dispositif de l'essai lors de l'essai sous pression d'eau liquide.

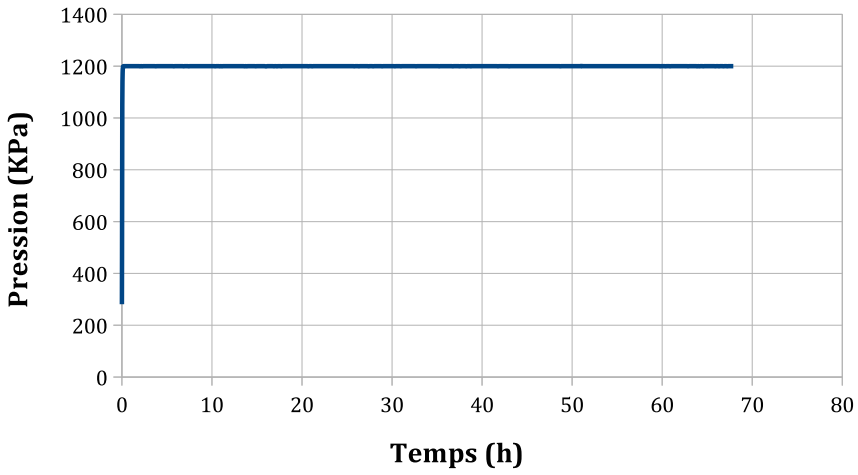


FIGURE 2.49 : variation de la pression en fonction du temps

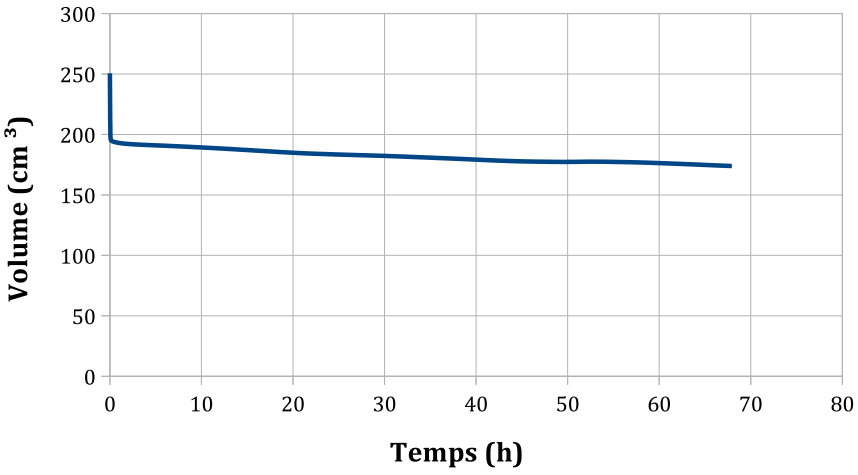


FIGURE 2.50 : variation de volume de l'eau dans le contrôleur de pression

Le volume de l'eau dans le contrôleur de pression change de 20 cm^3 pendant les 68 heures (figure 2.50). Cette variation est due à la variation de position du piston de la presse qui était éteinte pendant l'essai. Cependant, cet essai a bien permis de valider la résistance en pression de la cellule. aucune fuite n'a été constatée.

Essai avec différents paliers de pression d'air à température ambiante

Un compresseur a été utilisé pour appliquer la pression d'air dans l'enceinte et le contrôleur de pression permet de libérer l'air de l'enceinte si la pression à l'intérieur de l'enceinte venait à dépasser la pression prévue (figure 2.51)
La pression a été appliquée par paliers (3 bars, 5 bars et 7 bars) en maintenant la pression pendant une heure pour chaque palier (figure 2.52). L'étanchéité à l'air de la cellule est bien vérifiée.

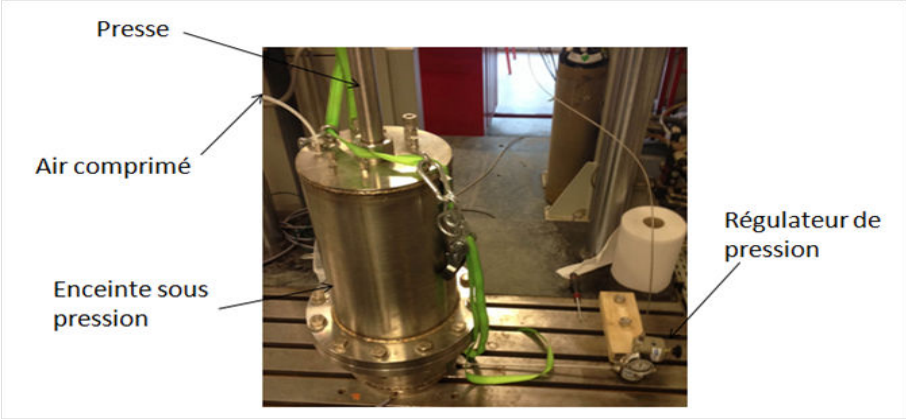


FIGURE 2.51 : Dispositif de l'essai

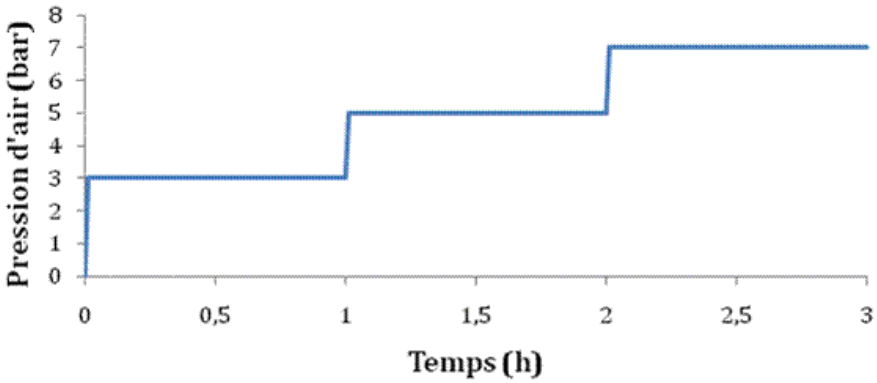


FIGURE 2.52 : variation de la pression en fonction du temps

Régulateur de température

Le dispositif de chauffage utilisé se compose d'une résistance, d'une sonde de température et d'un régulateur de température (figure 2.53). L'objectif est de réguler la température de l'air autour de l'éprouvette à l'intérieur de l'enceinte sous pression. La sonde de température est placée dans l'air à proximité de l'éprouvette. La résistance est immergée dans l'eau au fond de la cellule. La résistance chauffe l'eau qui va s'évaporer et entraîner à la fois une élévation d'humidité et de température dans la cellule. Les essais étant réalisés au-delà de 100 °C, la température et la pression seront liées et l'atmosphère sera saturée en humidité. Le régulateur va commander la résistance pour réguler la température autour de l'éprouvette.

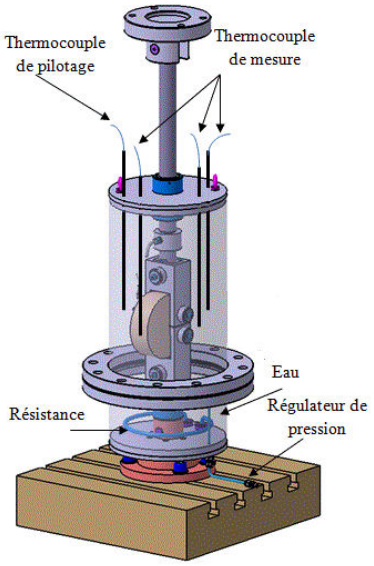


FIGURE 2.53 : Dispositif de chauffage.

Trois thermocouples sont positionnés à proximité de l'éprouvette pour évaluer l'homogénéité de la température. L'eau est chauffée par la résistance à une vitesse de 0,55 °C/min jusqu'à 100 °C, ce qui correspond à la puissance maximale de la résistance. La vitesse moyenne de montée en température est divisé par 2 pour atteindre 160 °C. La figure 2.54 présente la variation de la température en 3 points situés autour de l'éprouvette. Les mesures effectuées montrent que l'homogénéité de la température est très bonne.

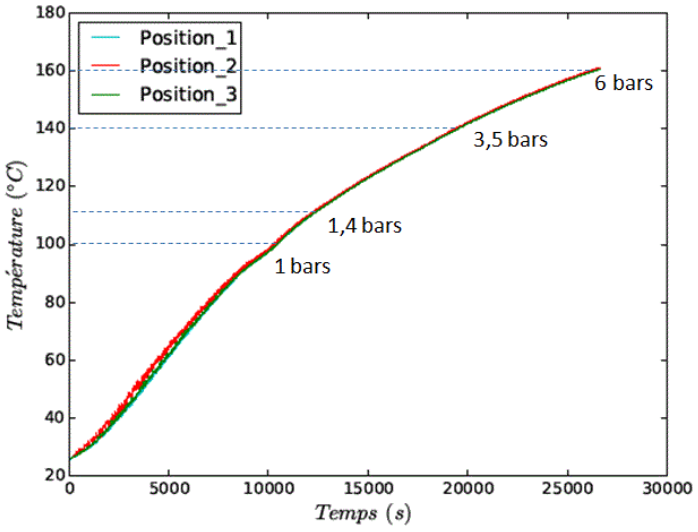


FIGURE 2.54 : Mesure de la température en 3 points situés autour de l'éprouvette.

La figure 2.55 représente une comparaison entre les valeurs de pression absolue mesurées à l'intérieur de l'enceinte à 100, 110, 140 et 160 °C et la courbe théorique de pression de vapeur d'eau saturante. Les mesures effectuées montrent une bonne correspondance entre les valeurs mesurées et les valeurs théoriques.

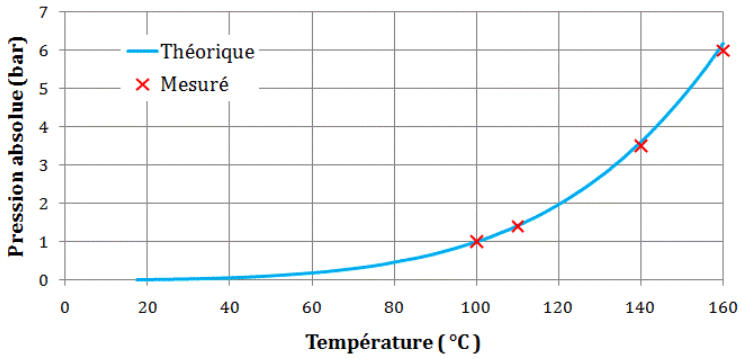


FIGURE 2.55 : Valeurs de pression absolue de vapeur d'eau mesurés à l'intérieur de l'enceinte à 100, 110, 140 et 160 °C .

Pilotage de l'essai

A l'intérieur de l'enceinte, la température génère une pression de vapeur d'eau (P) qui pousse sur la tige et la correction doit être $P \times A$, ou A est l'aire de la tige au niveau du joint (figure 2.56). En fait, si on isole le dispositif d'appui supérieur dans l'enceinte (partie rouge figure 2.56), l'équation d'équilibre s'écrit

$$\sum_{ap} \vec{P} + \vec{F}_{ep/ap} + \vec{F}_{joint/ap} + \vec{F}_{ext/ap} = 0 \tag{2.4.12}$$

Où

$$\sum_{ap} \vec{P} = P \times A \, \vec{e_y} \tag{2.4.13}$$

P est la pression de vapeur d'eau à l'intérieur de l'enceinte.
A est l'aire de la tige au niveau du joint.
$\vec{F}_{ep/ap}$ est la force appliquée par l'éprouvette sur l'appui.
$\vec{F}_{joint/ap}$ est la force de frottement du joint sur l'appui.
$\vec{F}_{ext/ap}$ est la force appliquée par la cellule de charge extérieure sur l'appui.

Deux capteurs de force ont été utilisés pour mesurer la force appliquée sur l'éprouvette. Le premier placé dans l'enceinte (F_{int}) et le deuxième à l'extérieur de l'enceinte (F_{ext}). La relation entre la force mesurée par les capteurs et la force appliquée sur l'éprouvette (F_{ep}) est :

$$F_{int} = F_{ep} + P \times A \tag{2.4.14}$$

$$F_{ext} = F_{int} + F_{joint} \tag{2.4.15}$$

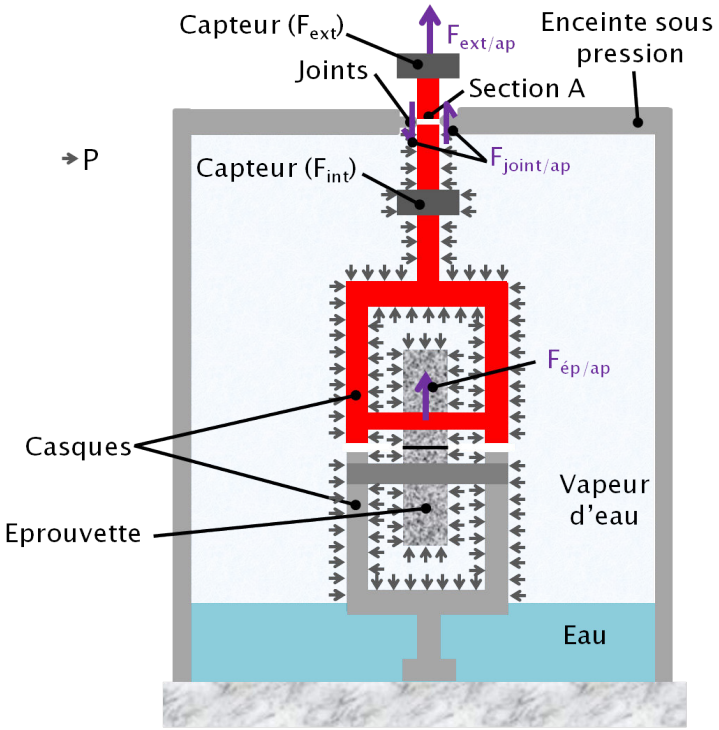


FIGURE 2.56 : Équilibre mécanique.

Un premier essai à été réalisé avec le pilotage de la force appliquée par le capteur d'ouverture d'entaille durant le chauffage et la réalisation de l'essai mécanique (figure 2.57). Le capteur de pilotage a dû envoyer des informations erronées au système d'asservissement ce qui a provoqué une rupture totale de l'éprouvette, la déformation de certains éléments du montage et la rupture de la cellule d'effort.

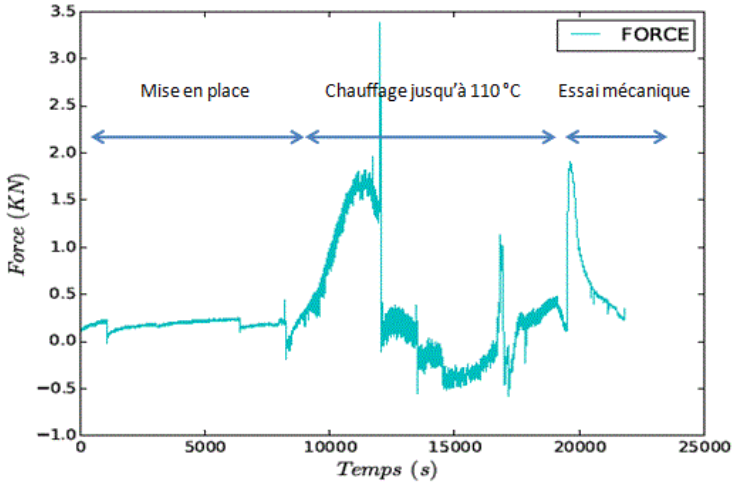


FIGURE 2.57 : Pilotage avec le capteur d'ouverture d'entaille pendant le chauffage jusqu'à 110 °C et durant l'essai mécanique.

La présence conjointe de vapeur et de pression a dû provoquer des changements de résistance électrique des éléments du capteur et ainsi une mesure erronée. Malgré de multiples tentatives pour faire fonctionner le capteur d'ouverture d'entaille dans ces conditions, nous n'y sommes pas parvenus.
Nous avons donc choisi de piloter les expériences par le déplacement du vérin, ce qui nous expose à des risques d'instabilité en cas de snap back.
Pour valider ce choix, un essai mécanique a été réalisé à température et humidité ambiantes. L'essai a été piloté sur le déplacement de vérin à 0,5 µm/s. L'essai a été très stable y compris après le pic et la propagation de la fissure a pu se faire jusqu'à la force à 0,01 kN (figure 2.58).

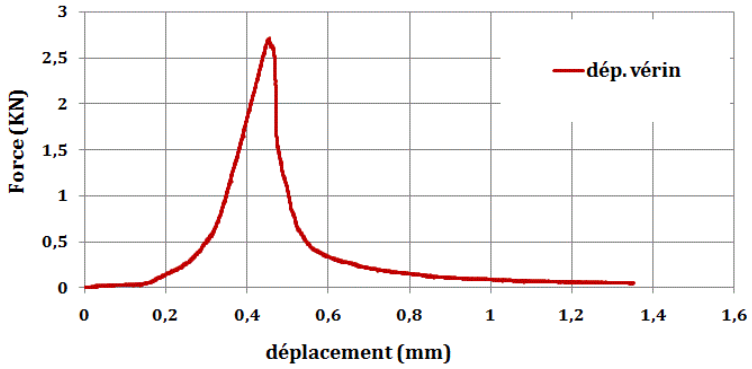


FIGURE 2.58 : Courbe force déplacement.

Après la validation du pilotage par le déplacement du vérin durant l'essai mécanique, le

pilotage de l'essai durant le chauffage a été étudié.
Comme vu précédemment, durant le chauffage, deux phénomènes interviennent :

- la dilatation des différents éléments de l'enceinte,
- la force appliquée par la pression de vapeur d'eau à l'intérieur de l'enceinte pour les températures supérieures à 100 °C.

Pour déterminer la force appliquée par la pression de vapeur d'eau, un essai sans éprouvette a été réalisé. La position du vérin a été fixé et le chauffage a été lancé jusqu'à 160 °C. La force appliquée sur le vérin à l'intérieur de l'enceinte a été mesurée avec la cellule de charge intérieure.
La pression est liée à la température par la relation de vapeur d'eau saturante (norme NF EN ISO 13788 [74])

$$P = 610,5\, exp\left(\frac{17,269T - 4717,03}{T - 35,85}\right) \tag{2.4.16}$$

La figure 2.59 représente une superposition entre la force théorique $F_{th} = P \times A$ et l'évolution de la force appliquée par la pression de vapeur d'eau sur le vérin pour 2 essais. La cellule de charge intérieure est spécialement conçue pour résister aux conditions de pression et de température. Le fabricant a réalisé les étalonnages dans ces conditions et a proposé une formule de correction suivante.

$$F_{corrigé}(N) = F_{mesuré}(N) - (120,28 \times P(bar) + 0,176 \times (T(°C)\text{-}20)) \tag{2.4.17}$$

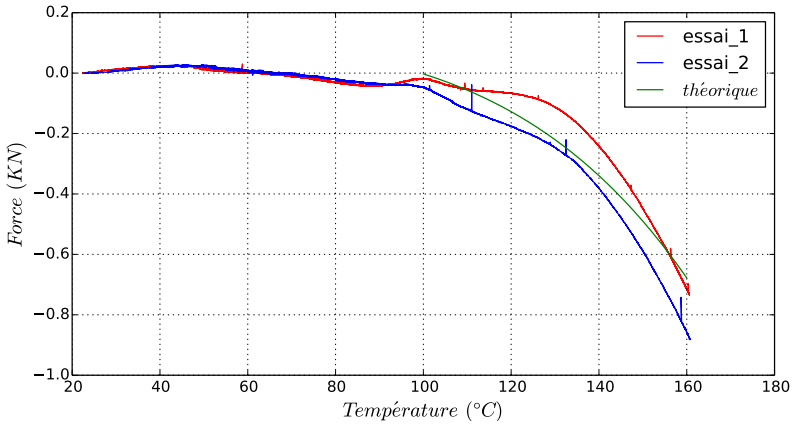


FIGURE 2.59 : Variation de la force appliqué par la pression de vapeur d'eau en fonction de la température.

L'effet du frottement au niveau du joint (au passage du vérin dans l'enceinte) a également été mesuré. Le même essai sans éprouvette a été réalisé en fixant la position de vérin durant le chauffage et la force appliquée par la pression de vapeur d'eau sur le vérin a

été mesurée. De plus, trois cycles de déplacement de vérin à 110 °C, 140 °C et 160 °C ont été réalisés (figure 2.60).

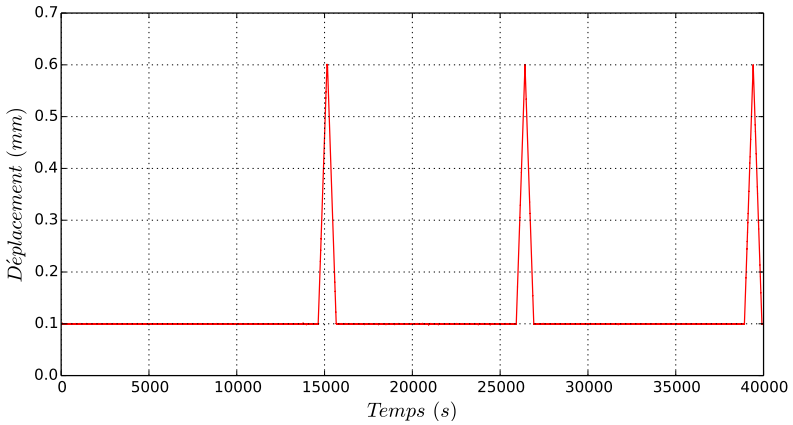


FIGURE 2.60 : Courbe de déplacement de vérin avec les trois cycles à 110 °C, 140 °C et 160 °C.

Pour chaque cycle, le vérin a été déplacé de 0,5 mm à une vitesse de 0,5 µm/s (la même vitesse que l'essai mécanique). Le vérin revient ensuite à la position initiale avec la même vitesse.
La figure 2.61 présente l'évolution de la force mesurée par le capteur de force intérieur (F_{int}) et la force mesurée par le capteur de force extérieur (F_{ext}). La différence entre les deux courbes correspond à l'effet du frottement du joint.

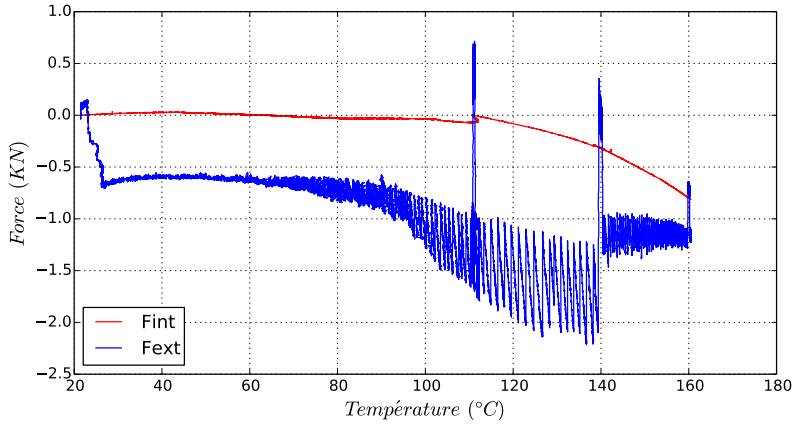


FIGURE 2.61 : Variation de la force mesurée par les deux capteurs de force intérieur et extérieur en fonction de la température.

Les essais sous pression seront pilotés en force extérieure constante durant le chauffage

et en déplacement de vérin durant l'essai mécanique. Le capteur de force intérieur sera utilisé pour mesurer la force appliquée sur l'éprouvette.

Essai DCT sous pression

La figure 2.62 présente l'évolution de la force mesurée par la cellule de charge qui est à l'intérieur de l'enceinte sous pression durant le chauffage jusqu'à 110 °C et l'essai mécanique sous pression à 110 °C.

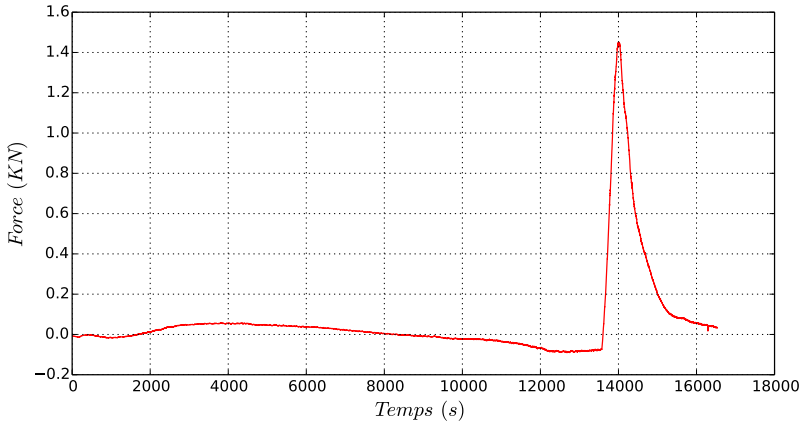


FIGURE 2.62 : Variation de la force mesuré par la cellule de charge intérieur durant le chauffage jusqu'à 110 °C et l'essai mécanique.

La dilatation de la tige et des casques (les éléments de liaison pour appliquer la force sur l'éprouvette) a également été mesurée. La figure 2.63 présente le déplacement du vérin en fonction de la température. Le déplacement varie pratiquement linéairement avec une vitesse de 0,0145 mm/°C.

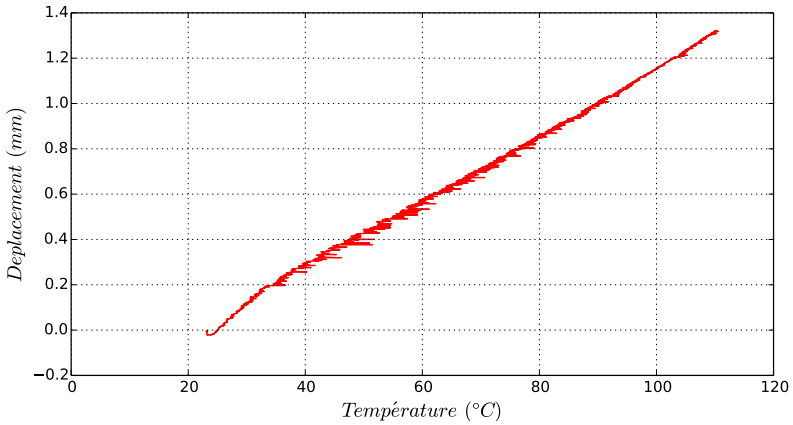


FIGURE 2.63 : Évolution de la position de vérin en fonction de la température.

Après le chauffage, l'essai mécanique a été piloté en déplacement de vérin à une température constante égale à 110 °C et sous une pression de 1,4 bar. La figure 2.64 présente l'évolution de la force en fonction du déplacement du vérin durant la période de chauffage et la réalisation de l'essai mécanique.

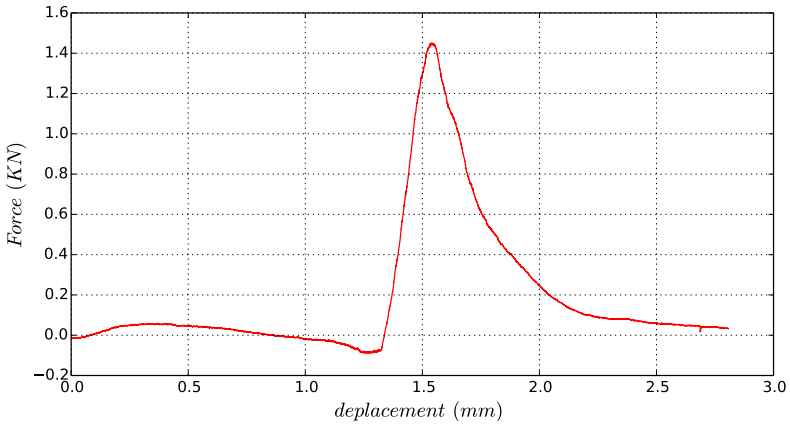


FIGURE 2.64 : Évolution de la force en fonction de déplacement de vérin durant la période de chauffage et la réalisation de l'essai mécanique.

Pour déterminer l'énergie de fissuration a partir de l'essai DCT deux capteurs de déplacement LVDT mesurant le déplacement relatif des rouleaux de part et d'autre de l'éprouvette on été utilisés. La figure 2.65 présente la courbe force déplacement de l'essai mécanique à 110 °C. Le déplacement correspond à la moyenne des deux capteurs LVDT.

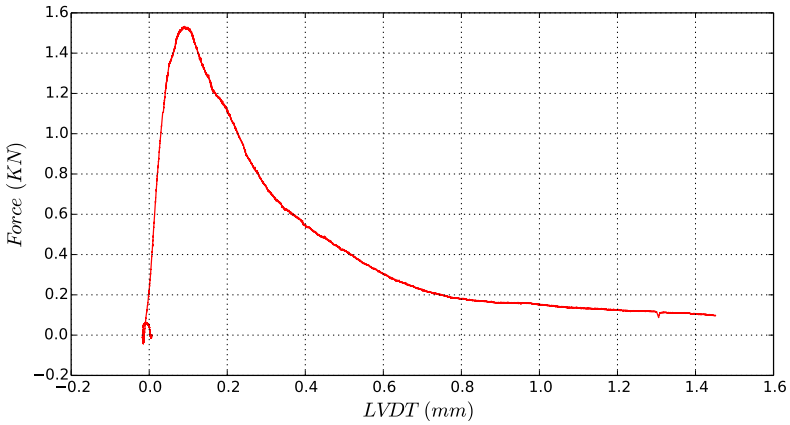


FIGURE 2.65 : Courbe force déplacement tracée durant l'essai mécanique à 110 °C.

Résultats expérimentaux

3 Résultats expérimentaux

3.1 Résultat des Essais TPS à 30 et 90 °C

Après une maturation dans l'eau d'une durée minimale de 90 jours, les échantillons sont placés dans des bidons étanches pendant une durée minimale de six mois pour réaliser leur mise en équilibre hydrique. L'humidité relative au sein des bidons est régulée au moyen de solutions salines sursaturées. Dans chaque bidon, trois éprouvettes ont été disposées. Afin d'accélérer le processus, la majorité des bidons a été mise dans une étuve à 60 °C.
Les éprouvettes testées ont été mises en équilibre et leur degré de saturation en eau est connu grâce à leur pesée et selon le calcul présenté au § chapitre 2.3 (tableau 3.1). Les essais sont réalisés dans une enceinte climatique programmable permettant d'imposer la température (30 °C ou 90 °C) et l'humidité relative pour conserver l'équilibre thermohydrique des éprouvettes durant l'essai.
Les éprouvettes avec un S_w de 100 % sont conservées dans l'eau à 20 °C et les essais sont réalisés aussi dans une cuve remplie d'eau thermorégulée à 30 °C ou 90 °C
Quel que soit le degré de saturation, les mêmes éprouvettes sont testées à 30 °C et 90 °C.

Ambiance	Chlorure de potassium	Nitrate de potassium	Sulfate de potassium	Eau
HR	83 %	93 %	98 %	
Température de mise en équilibre	60 °C	60 °C	60 °C	20 °C
S_w (%)	35 40 48	61 63 70	75 78 80	100 100
Moyenne	41 -6/+7 %	65 -4/+5 %	78 -3/+2 %	100 %
Temps de mise en équilibre (j)	100 jours	100 jours	100 jours	éprouvette saturée dés le coulage du béton

Tableau 3.1 : Pourcentage des saturations en eau des échantillons.

Les essais TPS sont les premiers essais réalisés durant la thèse, le temps de mise en équilibre des éprouvettes testées était 100 jours. Après avoir été testé la mise en équilibre des plaquettes de 1 cm dans les mêmes conditions de mise en équilibre (§2.3.2), on a conclu que les essais TPS ont été réalisés sur des éprouvettes qui n'étaient pas encore

en équilibre. Les résultats obtenus pour un degré de saturation de 100 % sont justes. Le plus faible degré de saturation est 41 % alors que l'équilibre sur plaquette a donné une valeur de 37 %. Ces valeurs ne sont pas très différentes mais il conviendrait de réaliser quelques essais complémentaires sur des éprouvettes parfaitement en équilibre.
Les deux tableaux suivants (tableau 3.2, tableau 3.3) rassemblent les mesures de conductivité thermique, de diffusivité thermique et de chaleur spécifique volumique du béton étudié en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes. Trois éprouvettes pour chacune des trois valeurs d'humidité relative et deux éprouvettes saturées ont été testées. Trois mesures sont effectuées par éprouvette espacées de 45 min afin de garantir l'homogénéité de la température dans l'échantillon testé.

		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
S_w		35	40	48	61	63	70	75	78	80	100	100
Conductivité thermique ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$)		1,64	1,69	1,70	1,90	1,85	1,75	1,85	1,76	1,88	2,17	2,04
		1,56	1,69	1,72	1,87	1,92	1,88	1,81	1,76	1,88	2,14	1,95
		1,69	1,70	1,74	1,88	1,91	1,89	1,84	1,79	1,83	2,12	1,99
	Moy.	**1,63**	**1,69**	**1,72**	**1,88**	**1,89**	**1,84**	**1,83**	**1,77**	**1,86**	**2,14**	**1,99**
Diffusivité thermique ($mm^2\ s^{-1}$)		1,03	1,06	0,97	1,07	0,99	0,86	0,95	0,89	1,04	1,09	0,92
		0,80	0,92	0,97	1,04	0,97	1,37	0,88	0,87	0,96	1,12	0,76
		0,98	0,93	0,98	1,04	0,97	1,00	0,92	0,89	0,97	1,06	0,96
	Moy.	**0,94**	**0,97**	**0,97**	**1,05**	**0,98**	**1,08**	**0,92**	**0,88**	**0,99**	**1,09**	**0,88**
Chaleur spécifique ($MJ\ m^{-3}\ K^{-1}$)		1,60	1,60	1,74	1,80	1,86	2,02	1,93	1,98	1,81	1,99	2,21
		1,97	1,85	1,78	1,82	1,97	1,37	2,06	2,02	1,97	1,91	2,56
		1,72	1,82	1,76	1,84	1,96	1,88	2,00	1,99	1,89	2,00	2,08
	Moy.	**1,76**	**1,76**	**1,76**	**1,80**	**1,90**	**1,80**	**2,00**	**2,00**	**1,89**	**1,97**	**2,28**

Tableau 3.2 : Propriétés thermiques du béton à 30°C en fonction du pourcentage de saturation en eau des éprouvettes testées.

		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
S_w		35	40	48	61	63	70	75	78	80	100	100
Conductivité thermique ($W\ m^{-1}\ K^{-1}$)		2,00	1,99	2,03	2,22	2,20	2,29	2,33	2,39	2,37	2,41	2,76
		1,96	2,03	1,98	2,26	2,08	2,22	2,28	2,33	2,36	2,56	2,92
		1,93	1,95	2,03	2,22	2,09	2,21	2,31	2,23	2,28	2,35	2,99
	Moy.	**1,96**	**1,99**	**2,01**	**2,23**	**2,12**	**2,24**	**2,31**	**2,32**	**2,34**	**2,44**	**2,89**
Diffusivité thermique ($mm^2\ s^{-1}$)		0,69	0,66	0,64	0,67	0,72	0,70	0,63	0,72	0,64	0,62	0,61
		0,69	0,69	0,62	0,68	0,65	0,67	0,63	0,67	0,64	0,64	0,62
		0,67	0,67	0,63	0,73	0,68	0,75	0,67	0,61	0,64	0,63	0,61
	Moy.	**0,68**	**0,67**	**0,63**	**0,69**	**0,68**	**0,71**	**0,64**	**0,67**	**0,64**	**0,63**	**0,61**
Chaleur spécifique ($MJ\ m^{-3}\ K^{-1}$)		2,89	2,99	3,18	3,33	3,04	3,26	3,70	3,32	3,71	3,78	4,47
		2,81	2,94	3,21	3,33	3,20	3,30	3,61	3,46	3,71	3,45	4,89
		2,87	2,88	3,21	3,03	3,05	2,92	3,42	3,64	3,52	3,75	5,07
	Moy.	**2,86**	**2,94**	**3,20**	**3,20**	**3,10**	**3,20**	**3,58**	**3,47**	**3,65**	**3,62**	**4,81**

Tableau 3.3 : Propriétés thermiques du béton à 90°C en fonction du pourcentage de saturation en eau des éprouvettes testées.

L'évolution de la conductivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C est présentée sur la Figure 3.1 . On observe une légère augmentation de la conductivité thermique avec le degré de saturation à 30 °C et 90 °C. Nguyen [75] a obtenu des résultats similaires.

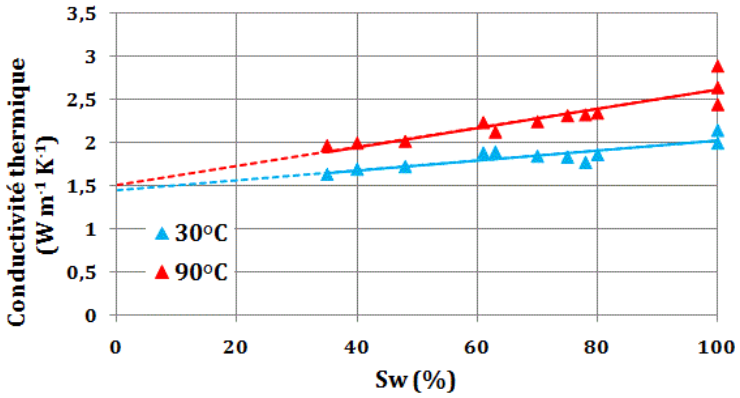


FIGURE 3.1 : Évolution de la conductivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C

La conductivité thermique du béton dépend de celles de la partie solide, de la phase liquide et de la phase gazeuse. Selon Clauser [76] et Robertson [77], la conductivité d'un matériau s'accroit avec l'augmentation de la température pour plusieurs minéraux (quartz amorphe, feldspath, labradorite, anorthite...). En revanche, la conductivité diminue lors d'une augmentation de la température pour autres minéraux (quartz α, calcite,

aragonite, albite, oligoclase, andésine...). L'évolution de la conductivité thermique de la partie solide des bétons en fonction de la température dépend de celles des phases minéralogiques et de leur proportion dans les bétons.
Dans cette plage de température entre 30 °C et 90 °C, la conductivité thermique de l'eau augmente de 0,6176 à 0,6714 W/mK selon Ramires [78]. L'air est aussi un facteur à considérer dans l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température. Selon Stephan [79], la conductivité de l'air augmente quasiment linéairement de 0,0262 à 0,0322 W/mK avec la température de 30 °C à 90 °C. La Figure 3.2 illustre les évolutions de la conductivité de l'air et de l'eau en fonction de la température dans la plage de température considérée.

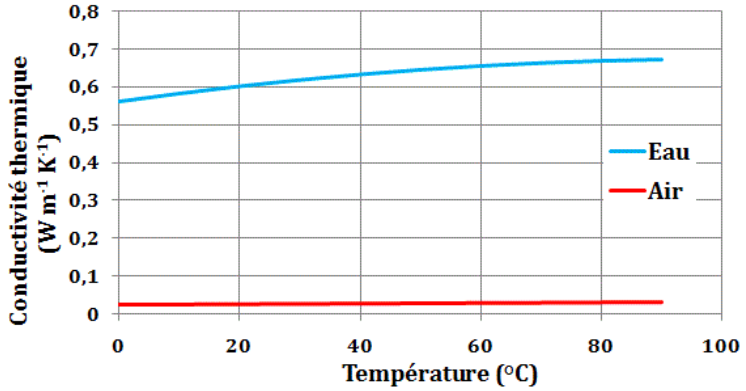


FIGURE 3.2 : Évolution de la conductivité thermique de l'eau et de l'air en fonction de la température.

On peut conclure que la conductivité thermique dépend de l'état de saturation des éprouvettes testées. L'eau étant plus conductrice que l'air sec, l'augmentation du degré de saturation et donc de la quantité d'eau dans la porosité du béton entraine une augmentation de la conductivité thermique.
Pour les éprouvettes à l'état sec la température n'a pas d'influence sur la conductivité thermique à cause d'absence d'eau.
L'évolution de la chaleur spécifique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C est présentée sur la Figure 3.3. La chaleur spécifique augmente avec le degré de saturation. Cette augmentation est plus marquée à 90 °C qu'à 30 °C. En effet, l'eau a une capacité plus grande à emmagasiner la chaleur que l'air. L'augmentation de la quantité d'eau dans les pores entraine l'augmentation de la chaleur spécifique.

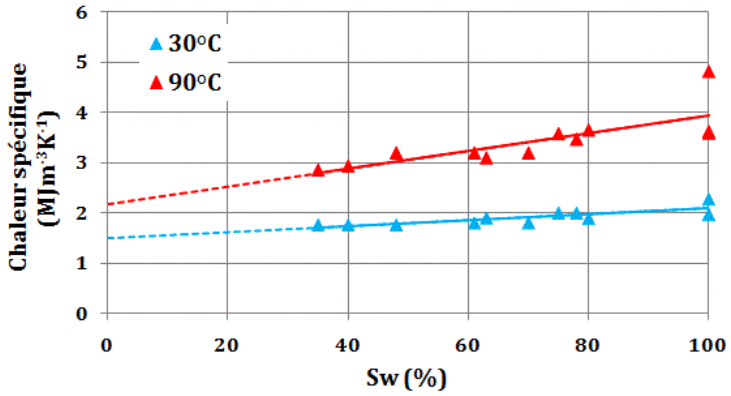


FIGURE 3.3 : Évolution de la chaleur spécifique volumique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C

L'évolution de la diffusivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C est représentée sur la Figure 3.4. La diffusivité du béton reste pratiquement constante avec le degré de saturation aussi bien à 30 °C qu'à 90 °C. La diffusivité thermique représente la capacité d'un matériau continue à transmettre un signal de température d'un point à un autre de ce matériau. Elle dépend de la capacité du matériau à conduire la chaleur (sa conductivité thermique) et de sa capacité à accumuler la chaleur (capacité thermique). Avec l'augmentation du degré de saturation, la capacité à conduire la chaleur augmente comme vu plus haut ainsi que la capacité à accumuler la chaleur.

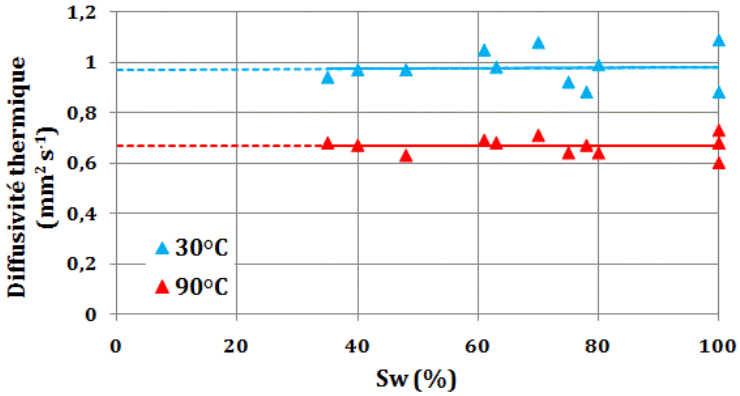


FIGURE 3.4 : Évolution de la diffusivité thermique en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C

3.2 Résultat des essais de perméabilité à 30 °C et 90 °C

Avec la même procédure que pour les éprouvettes de l'essai TPS, les éprouvettes testées ont été mises en équilibre et leur degré de saturation en eau est connu (tableau 3.4). Les essais sont réalisés dans une boite isolée dans laquelle l'humidité relative et la température sont contrôlées a l'intérieur de cette boite.
Dans cette partie, le matériau est considéré comme sec lorsque sa masse est stabilisée après chauffage à 80 °C. On suppose que l'équilibre est atteint lorsque la masse du matériau ne varie plus de plus de 0,1 % entre deux pesées successives espacées d'au moins une semaine.
Les mêmes éprouvettes sont testées à 30 °C et 90 °C.
Le Tableau (3.4) donne les différents degrés de saturation en eau des éprouvettes pour les différentes ambiances. Les mesures ont été faites pour 3 éprouvettes pour chaque ambiance.

Ambiance	Sec	Chlorure de potassium	Nitrate de potassium	Sulfate de potassium
HR		83 %	93 %	98 %
Température de mise en équilibre	80 °C	60 °C	60 °C	60 °C
S_w(%)	0 0 0	34 35 36	49 49 51	67 70 70
Moyenne	0 %	35 -1/+1 %	50 -1/+1 %	69 -2/+1 %
Temps de mise en équilibre (j)	7 jours	195 jours	195 jours	195 jours

Tableau 3.4 : Degrés de saturation en eau des échantillons.

Le Tableau (3.5) donne les différents résultats obtenus lors des essais de perméabilité. Les essais sont réalisés à une température constante égale à 30 °C ou 90 °C et aux différentes humidités relatives définies plus haut

	Perméabilité effective (m^2)		
	S_w (%)	K_{eff} (m^2)	
		30 °C	90 °C
	0	3,76 10^{-17}	3,78 10^{-17}
	0	3,96 10^{-17}	4,23 10^{-17}
	0	4,35 10^{-17}	4,71 10^{-17}
Moyenne	**0**	**4,02 10^{-17}**	**4,24 10^{-17}**
	34	2,72 10^{-17}	2,49 10^{-17}
	35	3,84 10^{-17}	4,32 10^{-17}
	36	2,45 10^{-17}	1,75 10^{-17}
Moyenne	**35**	**3,00 10^{-17}**	**2,85 10^{-17}**
	49	2,50 10^{-17}	1,27 10^{-17}
	49	2,32 10^{-17}	3,07 10^{-17}
	51	1,79 10^{-17}	1,27 10^{-17}
Moyenne	**50**	**2,20 10^{-17}**	**1,87 10^{-17}**
	67	4,96 10^{-18}	1,08 10^{-17}
	70	3,90 10^{-18}	8,63 10^{-18}
	70	5,64 10^{-18}	4,16 10^{-18}
Moyenne	**69**	**4,83 10^{-18}**	**7,86 10^{-18}**

Tableau 3.5 : Perméabilité effective en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C

L'évolution de la perméabilité effective en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C est présentée sur la Figure 3.5. On observe une légère diminution de la perméabilité effective avec le degré de saturation en eau entre l'état sec et 70 % de degré de saturation. La température, entre 30 °C et 90 °C, n'a pas d'influence sur la perméabilité effective. Gallé [28] et Chen [29] ont réalisé les essais à température ambiante et ils ont obtenu des résultats similaires.
Pour les échantillons avec un degré de saturation en eau élevé (supérieur à 70 %), la mesure de perméabilité est difficile car les pores sont remplis d'eau. Ceci a pour conséquence d'empêcher le passage de gaz. Les mesures ne sont pas faisables. Les pressions de gaz utilisées pour réaliser les essais de perméabilité varient entre 1 et 4 bars. Si on augmente la pression, des mesures peuvent être réalisées pour des degrés de saturation supérieurs à 70 % mais elles ne sont plus représentatives car une pression plus élevée pourrait modifier l'état d'équilibre hydrique de l'éprouvette.

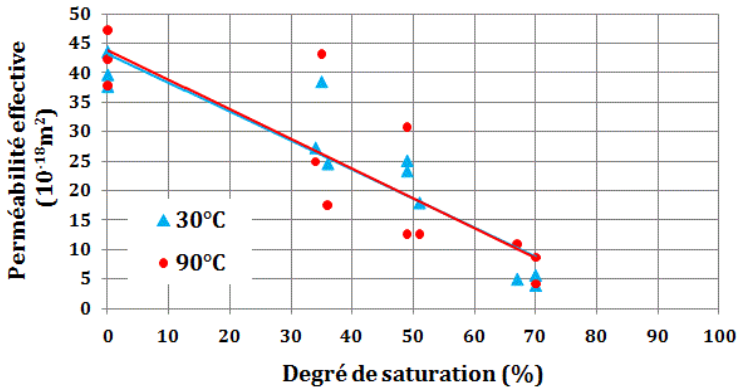


FIGURE 3.5 : variation de perméabilité effective en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C.

Selon la physique des transferts, même pour des degrés de saturation des éprouvettes inférieurs à 100 %, la phase liquide dans le réseau poreux peut être continue. La perméabilité à l'eau ou au gaz du béton va être fortement influencée. Dans les réseaux de pores à haut degré de saturation, la perméabilité au gaz devient nulle. En effet, l'eau empêche l'accessibilité d'un certain volume poreux au gaz. Le béton sèche d'abord par ses gros pores, puis par ses pores les plus fins (Loi de Kelvin Laplace). Ainsi, plus le degré de saturation diminue, plus les petits pores se vident d'eau. Un réseau poreux faiblement saturé facilite donc le passage des gaz. Si le réseau contient très peu d'eau, il n'y a plus d'empêchement au sein des réseaux de pores, la perméabilité va fortement augmenter.
Avec ces tests, la perméabilité relative à une saturation donnée peut être évaluée en divisent la perméabilité effective à une saturation donnée par la perméabilité effective à l'état sec. La figure 3.6. présente la perméabilité relative en fonction de la saturation en eau à 30 °C et 90 °C.
Les résultats obtenues sont comparés au modèle proposé par Mualem [80] dans le modèle de capillarité de Van-Genuchten :

$$K_{r,gz} = \sqrt{(1 - S_w)} \left(1 - (S_w)^{\frac{1}{m}}\right)^{2m} \tag{3.2.1}$$

Avec : S_w : degré de saturation en eau
m : paramètre de modèle de Van-Genuchten (m = 0,6)., cette valeur a été identifiée grâce à l'isotherme de sorption (§ 4.1.1).

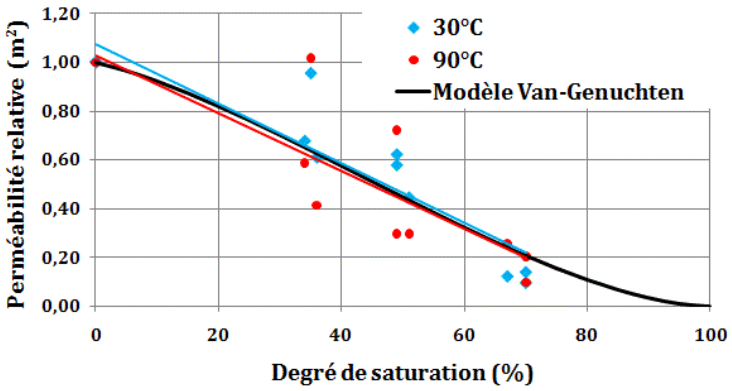


FIGURE 3.6 : variation de perméabilité relative en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C.

3.3 Résultat des essais DCT

3.3.1 Énergie de fissuration sous température et humidité relative contrôlées

3.3.1.1 État hydrique des éprouvettes

Le premier travail a consisté à fabriquer les éprouvettes et à les mettre en équilibre thermohydrique. Le but de cette étape est d'obtenir des éprouvettes en équilibre avec cinq degrés de saturation en eau entre 36 et 100 % pour mettre en évidence l'effet du degré de saturation en eau sur le comportement mécanique du béton.
Le suivi de masse a été réalisé sur 3 éprouvettes pour chaque ambiance. La Figure 3.7 présente les courbes correspondant à une des éprouvettes pour chaque ambiance.

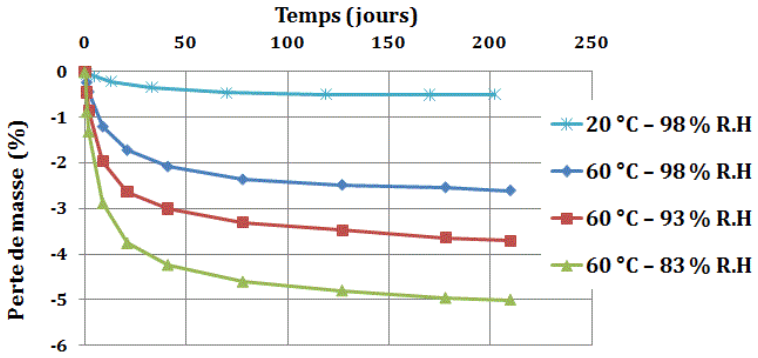


FIGURE 3.7 : Perte de masse des éprouvettes de l'essai DCT

Le Tableau 3.6 donne les différents degrés de saturation en eau des éprouvettes pour les différentes ambiances et les temps de mise en équilibre observés pour les différentes

ambiances.

Ambiance	Chlorure de potassium	Nitrate de potassium	Sulfate de potassium	Sulfate de potassium	Eau
HR	83 %	93 %	98 %	98 %	
Température de mise en équilibre	60 °C	60 °C	60 °C	20 °C	20 °C
éprouvettes testées à 30 °C					
S_w(%)	36 36 36	51 51 56	70 71 73	96 96 96	100 100 100
Moyenne	36 %	53 -2/+3 %	71 -1/+2 %	96 %	100 %
Temps de mise en équilibre (j)	210 jours	210 jours	210 jours	202 jours	éprouvette saturée dés le coulage du béton (*)
éprouvettes testées à 90 °C					
S_w(%)	36 36 37	51 54 55	64 64 65	93 93 93	100 100 100
Moyenne	36 -0/+1 %	53 -2/+2 %	64 -0/+1 %	93 %	100 %
Temps (j)	240 jours	240 jours	240 jours	232 jours	(*)
éprouvettes testées à 110 °C					
S_w(%)	36 37 38	63 65 66	65 71 74	93 93 94	100 100 100
Moyenne	37 -1/+1 %	65 -2/+1 %	70 -5/+4 %	93 -0/+1 %	100 %
Temps (j)	490 jours	490 jours	490 jours	490 jours	(*)
éprouvettes testées à 140 °C					
S_w(%)	31 32 35	49 50 51	65 68 71	93 93 94	100 100 100
Moyenne	33 -2/+2 %	50 -1/+1 %	68 -3/+3 %	93 -0/+1 %	100 %
Temps (j)	520 jours	520 jours	520 jours	520 jours	(*)
éprouvettes testées à 160 °C					
S_w(%)	39 40 43	45 45 45	66 68 69	91 92 93	100 100 100
Moyenne	41 -2/+2 %	45 %	68 -2/+1 %	92 -1/+1 %	100 %
Temps (j)	535 jours	535jours	535jours	535jours	(*)

Tableau 3.6 : Pourcentage des saturations en eau des échantillons.

3.3.1.2 Calcul de l'énergie de fissuration

Pour les températures au delà de 100 °C, les essais mécaniques (essai DCT) sont réalisés à l'intérieur d'une enceinte sous pression. Lorsque la température augmente, la pression de vapeur d'eau s'applique autour de l'éprouvette. Il faut évaluer le travail de la pression (figure 3.8).

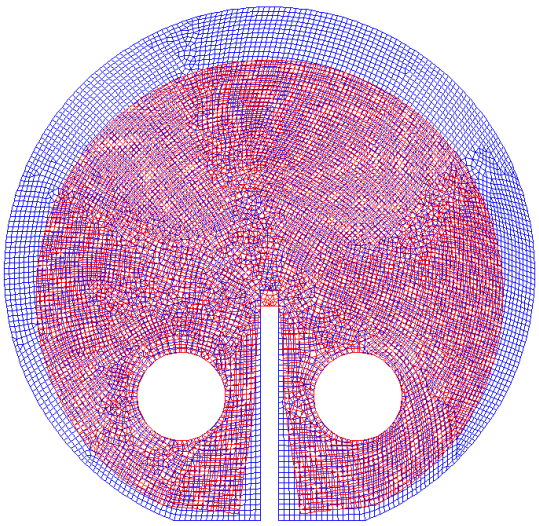


FIGURE 3.8 : Déformation due à la pression de vapeur d'eau d'une éprouvette (bleu état initial et rouge après déformation).

Pour les essais réalisés sous pression le travail W est égal à la somme des travaux W_F et W_P.

$$W = W_F + W_P \tag{3.3.1}$$

Ou :
W_F est l'énergie fournie par la force mécanique appliquée par la presse lorsque son point d'application se déplace. W_F est l'aire sous la courbe force-déplacement du point d'application de la charge mécanique.
W_P est l'énergie fournie par la pression lorsque son point d'application se déplace.

$$W_P = \int_{\Omega} P(\vec{x}) \times U(\vec{x})\, \partial\Omega \tag{3.3.2}$$

Ou :
Ω est la surface de l'éprouvette exposée à la pression.
$\vec{P}(x)$ est la pression appliqué au point x .
$\vec{U}(x)$ est le déplacement du point x .

Au cours de l'essai mécanique, il y a la création d'une fissure macroscopique. Cette fissure se propage au cours de l'essai et la vapeur d'eau sous pression rentre à l'intérieur de la fissuration (figure 3.9). Donc le travail de la pression dépend de la longueur de fissuration.

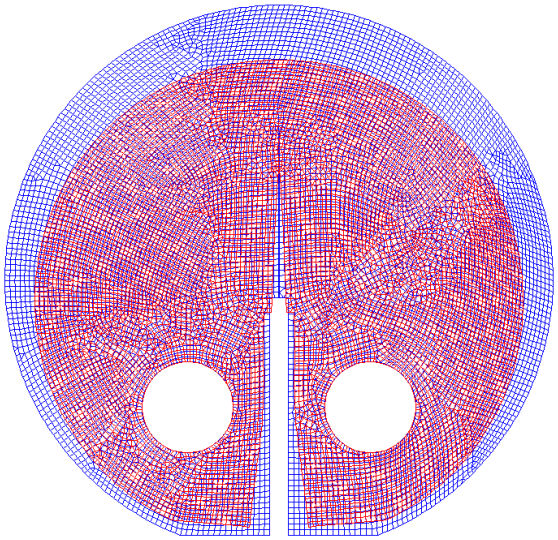


FIGURE 3.9 : Déformation due à la pression de vapeur d'eau d'une éprouvette fissurée (bleu état initial et rouge après déformation).

Pour déterminer W_p, on évalue en chaque point de la courbe Force déplacement la longueur équivalente de fissure au sens de la mécanique linéaire de la rupture. On fera ensuite l'hypothèse que la pression s'applique sur la fissure équivalente.
La longueur de fissure équivalente est celle qui donne la même raideur sécante (K_i) pour un calcul élastique que sur la courbe expérimentale (figure 3.10).

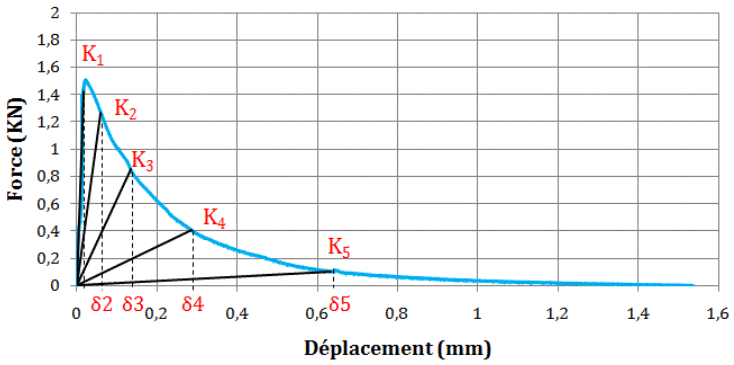


FIGURE 3.10 : Méthode de détermination en chaque point de la courbe de la longueur équivalente de fissure.

La figure (3.11) représente un exemple de propagation de la fissure en fonction du déplacement des rouleaux au cours de l'essai mécanique. L/L0 représente le ligament non fissuré de l'éprouvette sur le ligament initial.

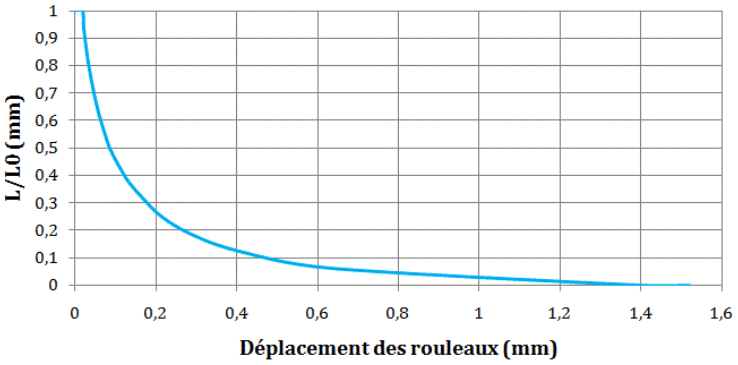


FIGURE 3.11 : Exemple de propagation de la fissuration en fonction du déplacement des rouleaux au cours d'un essai mécanique réalisé à (T=160 °C et S_w = 93 %).

La longueur de fissure étant déterminée, on applique au modèle élastique le déplacement expérimental (figure 3.12), on en déduit le déplacement des points de la frontière $\partial\Omega$ et on calcule le travail de la pression. Le travail total de la pression est la somme des travaux pour l'ensemble de l'essai correspondant à l'ensemble de la courbe force-déplacement de la pression en chaque point de la courbe Force déplacement (figure 3.13).

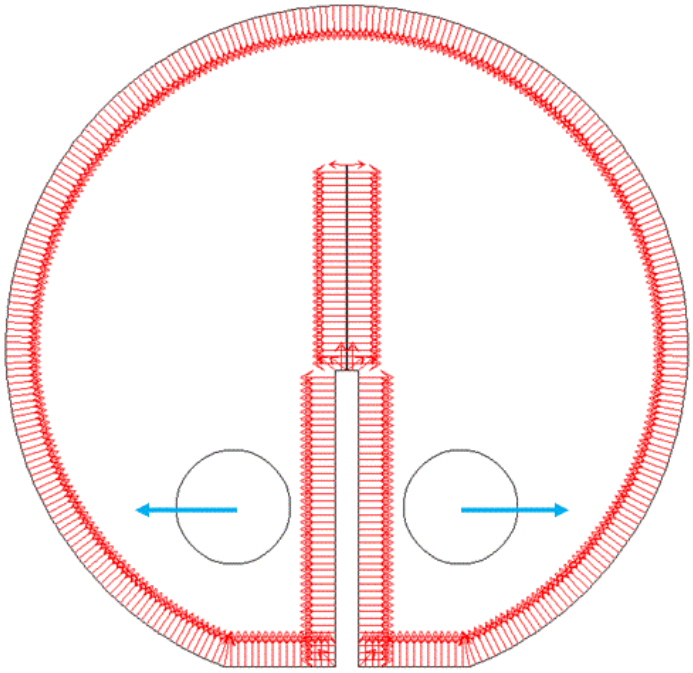


FIGURE 3.12 : Pression autour de l'éprouvette et à l'intérieur de fissure.

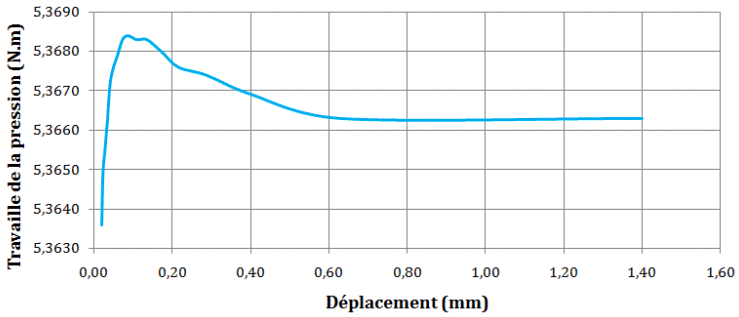


FIGURE 3.13 : Exemple de variation du travail de la pression en fonction du déplacement des rouleaux au cours d'un essai mécanique réalisé à (T=160 °C et S_w = 93 %).

3.3.1.3 Énergie de fissuration

Le Tableau 3.7 présente les différents résultats de l'énergie de fissuration obtenue lors des essais DCT. Les essais sont réalisés à une température égale à 30, 90, 110, 140 et 160 °C et aux différentes humidités relatives données plus haut.

	Énergie de fissuration G_f (N/m)									
	30 °C		90 °C		110 °C		140 °C		160 °C	
	S_w (%)	G_f (N/m)	S_w (%)	G_f (N/m)	S_w (%)	G_f (N/m)	S_w (%)	G_f (N/m)	S_w (%)	G_f (N/m)
	36	95	36	95	37	88	36	99	43	102
	36	76	37	93			36	97		
Moy.	**36**	**86**	**37**	**94**	**37**	**88**	**36**	**98**	**43**	**102**
	51	84	54	79	63	93	50	88	66	103
	56	88	55	78			51	101		
Moy.	**54**	**86**	**55**	**79**	**63**	**93**	**51**	**95**	**66**	**103**
	70	79	64	75	65	98	68	95	68	108
	71	60								
Moy.	**71**	**70**	**64**	**75**	**65**	**98**	**68**	**95**	**68**	**108**
	96	70	93	66	93	101	93	117	93	118
	96	55	93	68	94	110	94	110		
Moy.	**96**	**63**	**93**	**67**	**94**	**106**	**94**	**114**	**93**	**118**
	100	53	100	59	100	118	100	118	100	118
	100	64	100	64						
Moy.	**100**	**59**	**100**	**62**	**100**	**118**	**100**	**118**	**100**	**118**

Tableau 3.7 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C.

L'évolution de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30, 90, 110, 140 et 160 °C est représentée sur la Figure 3.14.
On observe deux régimes différents :

- Pour les températures de 30 °C et 90 °C, l'énergie de fissuration diminue avec la saturation, par contre elle n'évolue pas avec la température.
- Pour les températures de 110, 140 et 160 °C, l'énergie de fissuration augmente avec le degré de saturation et également avec la température.

Pour pouvoir comparer les résultats obtenus par les deux dispositifs d'essai, deux essais ont été réalisés à température ambiante (20 °C) sans contrôle d'humidité. Le dispositif d'essai utilisé est celui utilisé pour les essais au-delà de 100 °C (enceinte sous pression). Les éprouvettes sont initialement saturées avant de commencer l'essai. On a obtenu des résultats qui sont comparables avec ceux obtenues testés à 30 °C. Ils sont présentés sur la figure 3.14

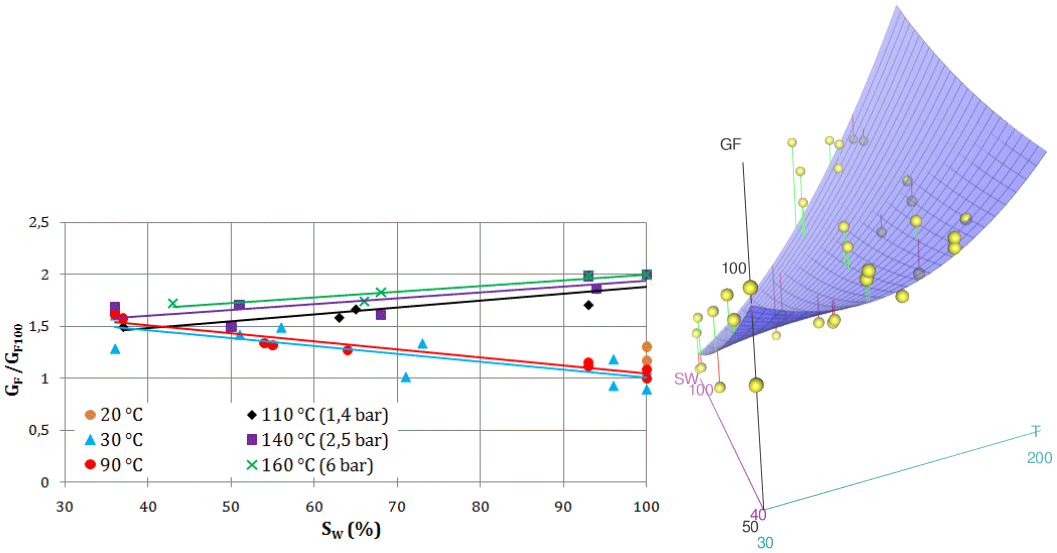


FIGURE 3.14 : Variation de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes.

Pour des valeurs de S_w élevées, l'augmentation de G_f avec la température peut être expliquée par l'apparition de microfissurations entre la pâte de ciment et les granulats lorsque la température augmente. Ces microfissurations consomment de l'énergie avant la création de la macrofissure, et donc une énergie de fissuration plus élevée est mesurée à l'échelle macroscopique. La présence d'eau dans la zone d'interface entre la pâte de ciment et les granulats peut faciliter l'apparition des microfissures dans cette zone lorsque la température augmente.
La zone d'interface entre les granulats et la matrice cimentaire est souvent appelée zone d'interface de transition ou auréole de transition. Selon Barnes et al.[81], cette couche est caractérisée par un film de cristaux orientés de portlandite d'environ 0,5 µm d'épaisseur, au-delà duquel se trouve un film de C-S-H ayant à peu près la même épaisseur. L'ensemble de ces deux films est connu sous le nom de film duplex.
Les propriétés de cette zone sont différentes de celles du cœur de la pâte de ciment. L'existence de la zone d'interface est souvent attribuée à deux phénomènes principaux existant lors du contact granulat-pâte de ciment. D'une part, l'effet de paroi des granulats vis-à-vis des grains de ciment et, d'autre part, l'accumulation locale d'eau sous les granulats lors de la mise en place du béton (micro-ressuage). Ces phénomènes affectent l'arrangement initial des grains de ciment et le rapport E/C local au voisinage des granulats. Ce phénomène a été confirmé par Hoshino [82] et Baroghel-Bouny [83].
La raison principale qui peut expliquer la présence de la zone d'interface est que, lors du contact granulat-pâte de ciment, les espaces adjacents à la surface des granulats ne peuvent pas être remplis par les grains de ciment. Ce phénomène, à une échelle plus petite, est similaire à l'effet de paroi existant entre la surface du béton et la paroi des coffrages.

L'arrangement spatial des grains de ciment anhydres est plus lâche à l'approche de la surface des granulats. Ceci conduit à un rapport E/C plus élevé par rapport au cœur de la pâte. Il en résulte que moins de grains de ciment peuvent s'hydrater et remplir les vides originaux (Neville [4]).
Lorsque la température est supérieure à 100 °C, les essais sont réalisées à température et pression contrôlées. Pour les éprouvettes avec un degré de saturation important, la dilatation du film d'eau dans la zone d'interface induit un décalage d'adhérence entre la pâte de ciment et les granulats d'où l'apparition des microfissures dans cette zone et donc l'augmentation de l'énergie de fissuration. On a vérifié l'état de la zone d'interface à partir de l'observation des faciès de fissuration des éprouvettes testées. La figure 3.15 présente respectivement les faciès de fissuration des différentes éprouvettes testées à différentes températures (30, 90, 110, 140 et 160 °C) pour le même degré de saturation $S_w = 100$ %.

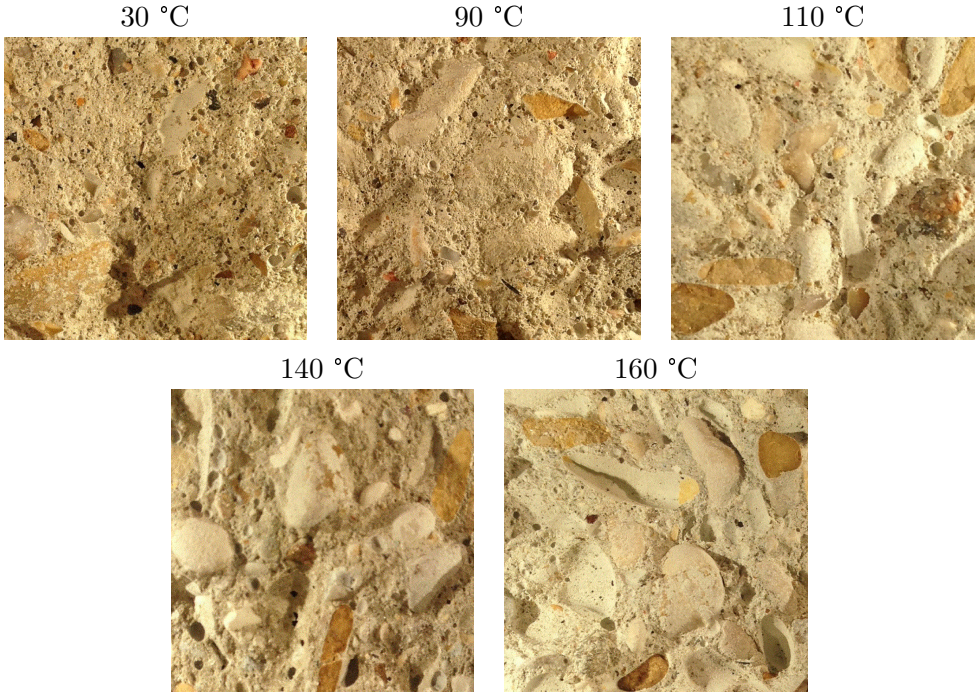


FIGURE 3.15 : faciès de fissuration des éprouvettes avec un degré de saturation $S_w = 100$ % testé à différentes températures respectivement 30, 90, 110,140 et 160 °C.

Le séchage des éprouvettes induit une variation de pression capillaire. La pression capillaire résulte de l'équilibre liquide-vapeur dans la porosité capillaire du béton. La diminution de l'humidité relative au sein du béton induit une diminution de la pression de l'eau liquide, provoquée par la vaporisation de celle-ci. La coexistence des phases liquides (eau) et gazeuses (vapeur d'eau et air sec) entraine la formation d'un ménisque à l'interface liquide / gaz, et donc l'apparition de tensions capillaires. Elles entrainent alors

la contraction du squelette solide. Le séchage des éprouvettes conduit aussi à modifier l'adhérence entre la pâte de ciment et les granulats, les propriétés de la zone d'interface changent.
Les essais mécaniques ont été réalisés avec température, humidité et pression (pour les essai au delà de 100 °C) contrôlées pour conserver le degré de saturation de l'éprouvette durant l'essai. Ainsi, lorsque la température augmente, la pression capillaire reste constante dans la porosité capillaire du béton durant l'essai. Les éprouvettes qui ont les mêmes degrés de saturation, testés à différentes températures ont les mêmes pressions capillaires quelle que soit la température. Cela peut expliquer le fait que la température n'a pas d'influence sur l'énergie de fissuration pour les éprouvettes avec un degré de saturation faible.
On peut conclure que l'énergie de fissuration dépend de l'état de saturation des éprouvettes testées. Deux phénomènes interviennent :

- La présence de l'eau à l'interface pâte granulat crée des microfissurations lorsque la température augmente et donc une énergie plus élevée est dépensée au cours de l'essai

- La variation de la pression capillaire dans la porosité capillaire du béton à cause du séchage. Cela entraine la contraction du squelette solide.

Les résultats de la littérature montrent que l'énergie de fissuration augmente quand la température augmente pour les essais réalisés à température contrôlée mais sans contrôle de l'humidité [22, 23, 84] . Cela peut être expliqué par deux phénomènes :

- Le rôle de l'eau dans les pores : lorsque l'on chauffe, on sèche l'éprouvette. Le séchage des éprouvettes induit une variation de pression capillaire. La dépression du liquide est globalement équilibrée par une force de compression hydrostatique appliquée sur le squelette solide (Benboudjema [85]). À cause de ces contraintes de compression, la propagation de fissures est plus difficile et une énergie plus élevée est nécessaire pour la création de fissures (Zhang [84]). Nos résultats suivent la même tendance avec les températures de 30 et 90 °C.

- Le rôle de la température : l'élévation de températures provoque l'apparition de microfissures à l'interface pâte granulat et donc l'énergie de fissuration augmente. En fait c'est la présence de l'eau dans le béton qui crée les microfissures quand on augmente la température. Cela explique l'influence de la température sur les éprouvettes saturées et non pas sur les éprouvettes séchées (ou avec un degré de saturation faible).

3.3.2 Module d'élasticité sous température et humidité relative contrôlées

La variation de la température et du séchage peut générer une dégradation des propriétés élastiques du matériau. Dans notre étude, nous avons déterminé la rigidité élastique globale de l'échantillon en fonction du degré de saturation en eau et de la température.

3.3.2.1 Module élastique en compression

L'essai de compression avec extensomètre a été choisi pour mesurer le module d'élasticité de référence avec un degré de saturation en eau à 100 % à 30 °C et 90 °C. Un extensomètre est un dispositif permettant de mesurer l'allongement ou le raccourcissement vertical que subissent des éprouvettes cylindriques de béton sous charge, L'extensomètre est composé de deux anneaux, qui peuvent se déplacer l'un par rapport à l'autre dans le sens vertical. Ils sont espacés de 10 cm. Le déplacement est mesuré grâce à 3 capteurs situés à équidistance autour de l'éprouvette cylindrique (figure 3.16).
Les éprouvettes testées sont des éprouvettes cylindrique de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm. Ces éprouvettes sont saturées en eau (S_w = 100 %). Les essais sont réalisés à l'intérieur d'une boite ou la température (30 °C et 90 °C) et l'humidité (HR = 100 %) sont régulées pour conserver la saturation des éprouvettes.
Pour déterminer le module d'élasticité à partir de l'essai de compression avec extensomètre, on a effectué 10 cycles de chargement déchargement (entre 10 et 30 % de la charge de rupture). Le module d'élasticité mesuré correspondant à la pente de la courbe contrainte déformation du $10^{éme}$ cycle (phase de chargement) (tableau 3.8).

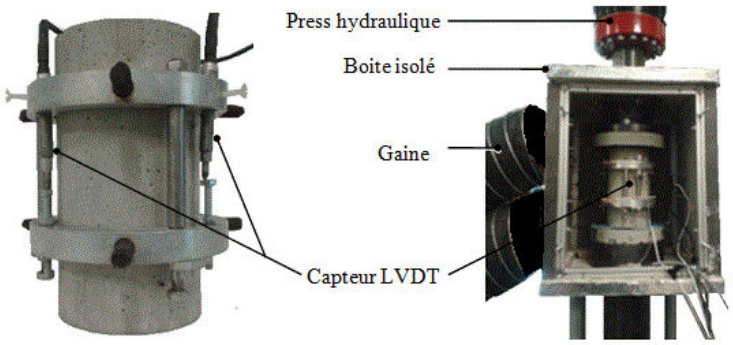


FIGURE 3.16 : Module d'élasticité en compression à 100 % de S_w, à 30 °C et à 90 °C.

	30 °C	90 °C
E' (GPa)	35	32

Tableau 3.8 : Module d'élasticité en compression pour S_w=100%

La mise en équilibre des éprouvettes (11*22 cm) est très long (plus de 2 ans). C'est pour cela que l'évolution du module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau n'a pas été déterminée à partir de cet essai. La variation du module d'élasticité est déterminée à partir des résultats obtenus lors de l'essai DCT.

3.3.2.2 Module élastique en traction

Pour déterminer le module d'élasticité à partir de l'essai DCT, un calcul numérique a été effectué avec un modèle élastique pour déterminer la relation entre le module d'élasticité du béton et la pente de la première partie de la courbe force-ouverture d'entaille obtenues lors de l'essai DCT.
Ainsi, les courbes obtenues lors des essais DCT permettent de déterminer l'évolution du module d'élasticité avec la température et le degré de saturation.
Le principe de la simulation numérique est de déterminer la raideur de référence de l'éprouvette DCT. On a appliqué une charge unitaire sur l'éprouvette DCT et on a mesuré l'ouverture d'entaille correspondant à cette charge unitaire pour un module d'élasticité constant. Ensuite, on a calculé cette raideur de référence K' =1/ δ' , et trouvé pour un module d'élasticité E' = 30 GPa et une charge unitaire, une ouverture d'entaille δ' = 1,30 10^{-8} m donc une raideur K' = 1 / δ' = 77,01 KN/m.
Après la détermination de la raideur de référence de l'éprouvette DCT par un calcul numérique avec un modèle élastique, on va traiter maintenant les courbes obtenues par les essais DCT à différentes températures et degrés de saturation pour déterminer l'évolution de module d'élasticité à différentes températures et degrés de saturation
Le module d'élasticité a été déterminé a partir de la pente de la première partie de la courbe force ouverture d'entaille tracée durant l'essai DCT par le capteur d'ouverture d'entaille et le résultat de calcul numérique a partir de cette équation.

$$E_{exp} = E' \frac{K_{exp}}{K'} \tag{3.3.3}$$

Avec K_{exp} est la pente de la première partie de la courbe force ouverture d'entaille.

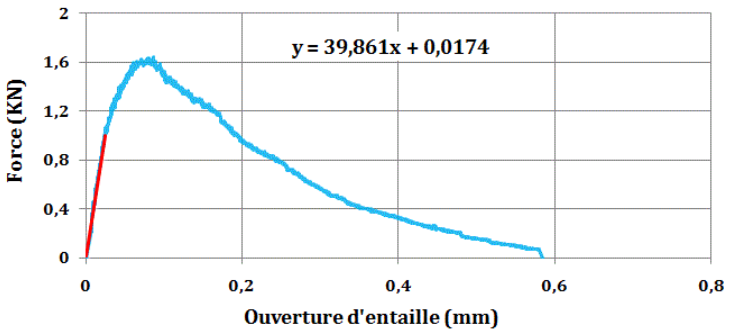


FIGURE 3.17 : Exemple de courbe d'évolution de la force en fonction de l'ouverture d'entaille d'un essai DCT.

Le Tableau 3.9 donne les différents résultats de module d'élasticité (E) obtenus grâce aux essais DCT (cf tableau 3.6).

	Module élastique (GPa)									
	30 °C		90 °C		110 °C		140 °C		160 °C	
	S_w (%)	E (GPa)	S_w (%)	E (GPa)	S_w (%)	E (GPa)	S_w (%)	E (GPa)	S_w (%)	E (GPa)
	36	21,5	37	17,8	37	14,3	36	12,9	43	11,1
	36	21,1					36	12,6		
Moy.	**36**	**21,3**	**37**	**17,8**	**37**	**14,3**	**36**	**12,8**	**43**	**11,1**
	47	20,6	54	20,6	63	9,4	50	12,3	66	9,6
	51	20,2	55	19,4			51	9,9		
	56	19,7								
Moy.	**51**	**20,2**	**53**	**20,0**	**63**	**9,4**	**51**	**11,1**	**66**	**9,6**
	71	19,7	64	15,9	65	10,8	68	9,7	68	9,2
	73	22,7	65	17,6						
			71	16,9						
Moy.	**72**	**21,2**	**64**	**16,8**	**65**	**10,8**	**68**	**9,7**	**68**	**9,2**
	96	19,8	93	14,5	93	15,7	93	11,2	93	11,9
	96	26,4	93	17,7	94	16,3	94	16,9		
Moy.	**96**	**23,1**	**93**	**16,1**	**94**	**16,0**	**94**	**14,1**	**93**	**11,9**
	100	24,9	100	20,4	100	14,7	100	15,8	100	14,7
	100	20,5	100	19,4						
			100	20,2						
Moy.	**100**	**22,7**	**100**	**20,0**	**100**	**14,7**	**100**	**15,8**	**100**	**14,7**

Tableau 3.9 : Module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C.

L'évolution de module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30, 90, 110, 140 et 160 °C est représentée sur la Figure 3.18.
On observe une diminution significative de module d'élasticité entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau puis une augmentation du module d'élasticité entre 95 % et 100 % de degré de saturation en eau. La température a aussi une influence significative sur le module d'élasticité.

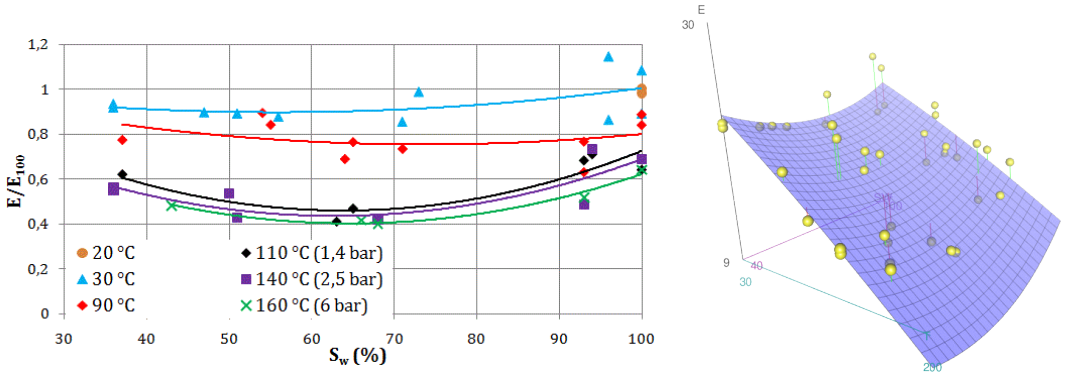


FIGURE 3.18 : Variation du module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes.

On observe une diminution du module d'élasticité entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau puis une augmentation à 95 % et 100 % de degré de saturation en eau. Cela peut être expliqué par la variation des contraintes dues à la variation de la pression capillaire appliquée dans les pores en fonction du degré de saturation en eau.
La pression capillaire résulte de l'équilibre liquide-vapeur dans la porosité capillaire du béton. La diminution de l'humidité relative au sein du béton (du fait du séchage) induit une diminution de la pression de l'eau liquide, provoquée par la vaporisation de celle-ci. La coexistence des phases liquides (eau) et gazeuses (vapeur d'eau et air sec) entraine la formation d'un ménisque à l'interface liquide / gaz et donc l'apparition de tensions capillaires. Elles entrainent alors la contraction du squelette solide.
L'équation de Kelvin exprime l'équilibre entre la phase liquide et la vapeur d'eau.

$$P_c = P_l - P_g = \frac{\rho_l RT}{M_v} ln(h) \tag{3.3.4}$$

La dépression du liquide est globalement équilibrée par une force de compression hydrostatique appliquée sur le squelette solide σ_p. Elle contribue ainsi avec la pression de l'eau liquide P_l et du gaz P_g aux efforts de compression appliqués sur le squelette solide σ_p (induits par la pression capillaire). Le tenseur des contraintes dû à la pression capillaire σ_p subie par le squelette solide est égal à :

$$\sigma_p = -b \times (P_g - S_w P_c) \tag{3.3.5}$$

La variation du tenseur des contraintes dues à la variation de pression capillaire appliquée sur le squelette solide σ_p en fonction de l'humidité relative, dans le cas où b = 0,3 comme exemple, est donnée à la Figure 3.19.

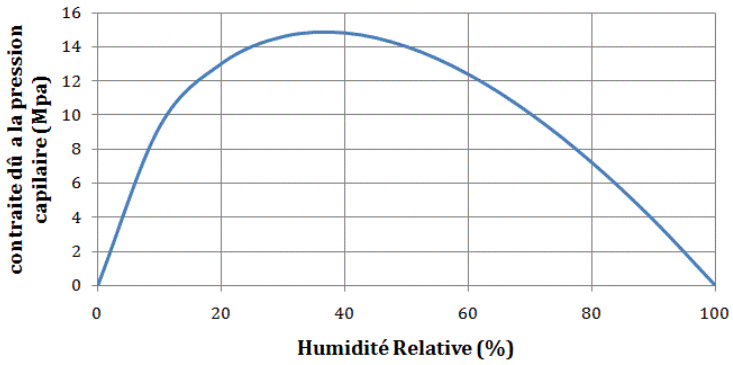


FIGURE 3.19 : Variation du tenseur des contraintes dues à la pression capillaire en fonction de l'humidité relative.

On remarque que l'évolution de module d'élasticité en fonction du degré de saturation a la même allure que l'évolution des tensions capillaires en fonction du degré de saturation. La diminution du module d'élasticité entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau est justifié par la diminution des tensions capillaires de l'éprouvette vers les faibles degrés de saturation et l'augmentation du module d'élasticité à 95 % et 100 % de degré de saturation en eau est dû à la saturation des pores les plus grand. La faible compressibilité de l'eau induit moins de déformations des pores et un meilleur module d'élasticité.
La figure (3.20) représente les différentes courbes force déplacement des différentes éprouvettes testées à 140 °C avec différents degrés de saturation S_w= 31, 51, 68, 93 et 100 %.

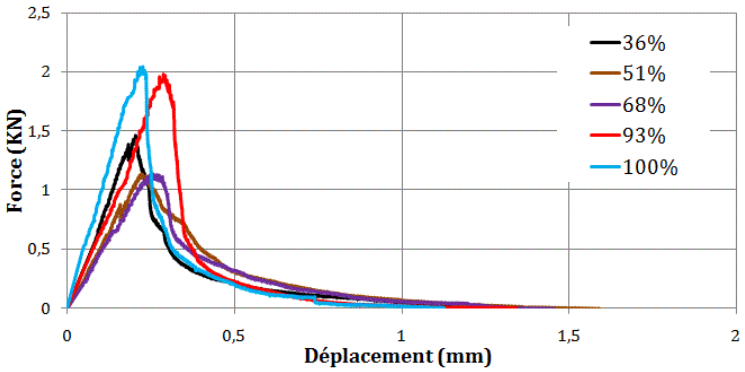


FIGURE 3.20 : Courbe force déplacement des différentes éprouvettes testées à 140 °C avec différents degrés de saturation S_w= 31, 51, 68, 93 et 100 %.

Le module d'élasticité diminue lorsque la température augmente (cf figure 3.18), ce qui peut s'expliquer par la création de microfissures dans la zone d'interface pâte-granulats. Pour le même degré de saturation, lorsque la température augmente la dilatation du film d'eau dans la zone d'interface induit un affaiblissement de l'adhérence entre la pâte

de ciment et les granulats d'où l'apparition des microfissures dans cette zone et donc la diminution de la rigidité de l'éprouvette.
On peut conclure que le module d'élasticité dépend de l'état du tenseur des contraintes dues à la variation de pression capillaire dans les pores de l'éprouvette et de l'adhérence entre la pâte de ciment et les granulats. Cette adhérence dépend de l'état de saturation en eau dans l'éprouvette et de la température.

3.3.3 Résistance en traction sous température et humidité relative contrôlées

La résistance à la traction du béton est généralement déduite de la force au pic en supposant que le comportement est linéaire. Nous supposons dans ce qui suit que le comportement en traction du béton peut être correctement représenté au moyen d'un modèle d'endommagement élastoplastique couplé (Annexe 1). Le modèle initialement développé par Fichant et al. [68] a été récemment modifiée afin de mieux prendre en compte l'énergie de fissuration (Matallah [86]). Ce modèle est implémenté dans les versions récentes de Cast3M [87] et appelé "MICROISO".
En cas de chargement monotone, les résultats des simulations ne dépendent que de 3 paramètres : le module d'élasticité E, l'énergie de fissuration G_f et la résistance à la traction F_t, en supposant que le coefficient de Poisson υ est constant pour tous les essais ($\upsilon = 0{,}2$).
En supposant que les valeurs expérimentales du module d'élasticité et de l'énergie de fissuration sont connues, la force maximale F_M devient une variable qui dépend uniquement de la valeur de résistance à la traction F_t.
Un première calcul est réalisée avec une valeur de départ de $f_{t_1} = 1{,}8$ MPa. La valeur de la force maximale est alors calculée F_{M_i} et comparée à la valeur expérimentale F_{M_exp} .
Un nouveau calcul est effectué avec une nouvelle valeur de F_t corrigé par la méthode de Newton Raphson.

$$F_{t_{i+1}} = F_{t_i} + \frac{\left(F_{M_{exp}} - F_{M_i}\right) \times \left(F_{t_i} - F_{t_{i-1}}\right)}{F_{M_i} - F_{M_{i-1}}} \tag{3.3.6}$$

La figure 3.21 représente les courbes force déplacement obtenues au cours du processus itératif.

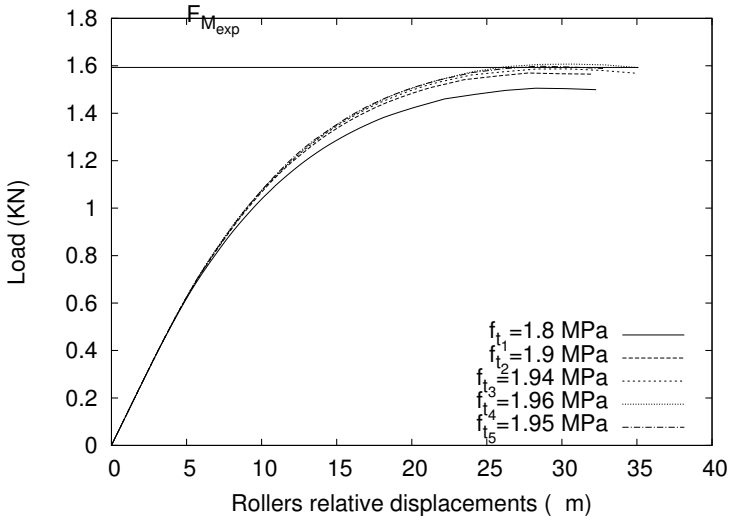


FIGURE 3.21 : Processus itératif pour la détermination de la résistance à la traction

5 itérations nous permettent d'obtenir une bonne approximation.
La figure 3.22 montre une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour un cas.

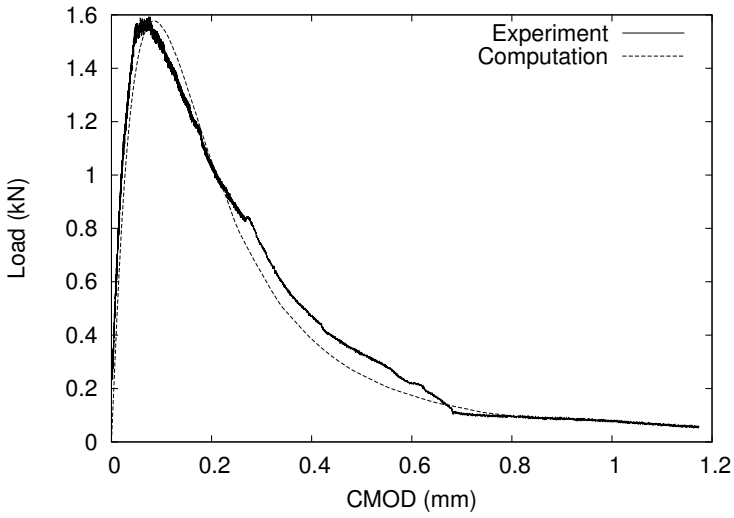


FIGURE 3.22 : Identification des paramètres.

Le Tableau 3.10 donne les différents résultats de résistance à la traction (F_t) obtenus grâce aux simulations par numériques de l'essai DCT et les résultats expérimentaux de l'essai DCT réalisés à 30 °C et 90 °C et aux différents degrés de saturation définis plus haut.

	Résistance à la traction F_t (MPa)			
	30 °C		90 °C	
	S_w (%)	F_t (MPa)	S_w (%)	F_t (MPa)
	36	2,23	36	2,28
	36	3,02	37	1,95
Moyenne	36	2,67	36	2,04
	47	2,82	51	2,16
	51	3,11	54	1,70
	56	2,25	55	2,04
Moyenne	54	2,73	53	1,97
	70	2,06	64	2,14
	71	3,05	64	2,15
	73	3,11	65	1,45
Moyenne	71	2,74	64	1,91
	96	2,91	93	2,47
	96	4,13	93	2,87
Moyenne	96	3,52	93	2,67
	100	4,48	100	3,14
	100	2,95	100	2,86
			100	2,40
Moyenne	100	3,71	100	2,80

Tableau 3.10 : Résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C.

L'évolution de la résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30 °C et 90 °C est représentée sur la Figure 3.23.

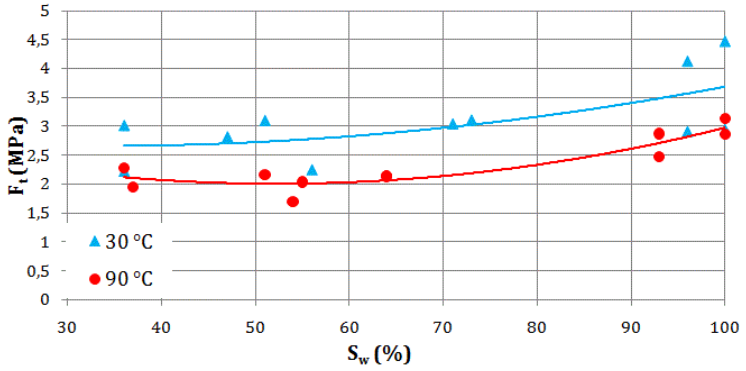


FIGURE 3.23 : Variation de la résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30 °C et 90 °C.

Pour les éprouvettes testées à une température au delà de 100 °C, la résistance en traction

ne peut pas être déterminée avec la même méthode. En effet pour les essais réalisés sous pression, la force maximale dépend de la pression appliquée autour de l'éprouvette.
La résultante de la force de pression dépend de la longueur de fissure. Lorsque la fissure se propage, la pression rentre à l'intérieur de la fissure et l'éprouvette se met en équilibre jusqu'à avoir une résultante de pression nulle à la fin de l'essai.
La figure (3.24) représente l'évolution de la résultante relative de la force de pression appliquée au point d'application de la charge mécanique en fonction de la propagation de fissure.

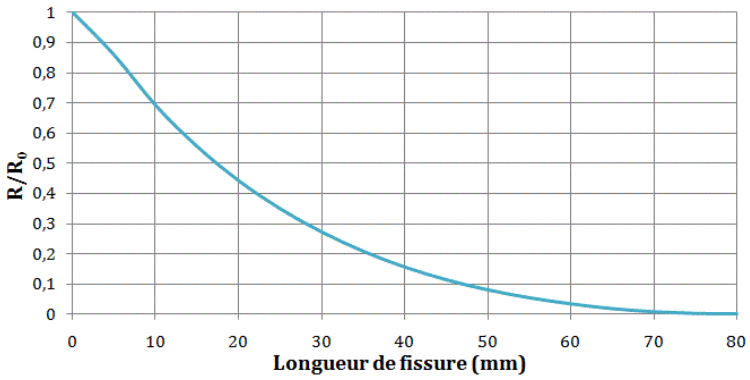


FIGURE 3.24 : Évolution de la résultante relative de la force de pression appliqué au point d'application de la charge mécanique en fonction de la longueur de fissure.

Durant l'essai mécanique, la propagation de la fissure macroscopique commence avant le pic (avant l'obtention de la force maximal). La figure 3.25 présente le faciès de fissure au pic d'un calcul numérique d'une éprouvette DCT testée à la pression atmosphérique. La longueur de la fissure lorsque la force est maximal est de l'ordre de 3 cm.
Donc pour tracer la courbe force déplacement de l'essai mécanique numériquement, il faut appliquer la pression à l'intérieur de la fissure durant l'essai lorsque la fissure se propage car F_{max} dépend de la résultante de la pression et cette résultante dépend de la longueur de fissure. La figure 3.26 présente les courbes force déplacement des calculs numériques des éprouvettes testés sous différentes pressions (1 ; 1.5 ; 3.5 et 6 bars) avec les même paramètres(E, F_t et G_f). La pression est appliquée sur la surface de l'éprouvette exposée à la pression avant la fissuration.
On remarque que les courbes sont les mêmes au début de l'essai (zone élastique) avant la création de la fissure, et dès que l'apparition de la fissure macroscopique, on a une majoration de la force.
Jusqu'à présent, nous n'avons pas réussi à modéliser l'application de la pression à l'intérieur de la fissure quand elle se propage. Donc, la détermination de F_t à partir de la simukation de l'essai DCT n'est pas possible.

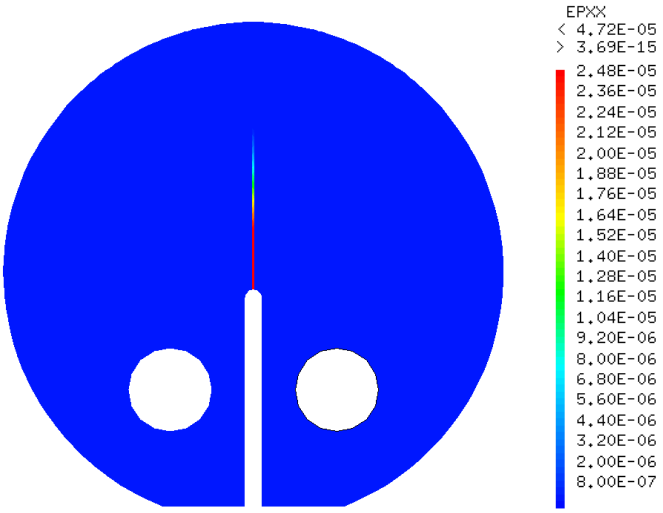


FIGURE 3.25 : Faciès de fissure au pic d'une éprouvette DCT testé à la pression atmosphérique.

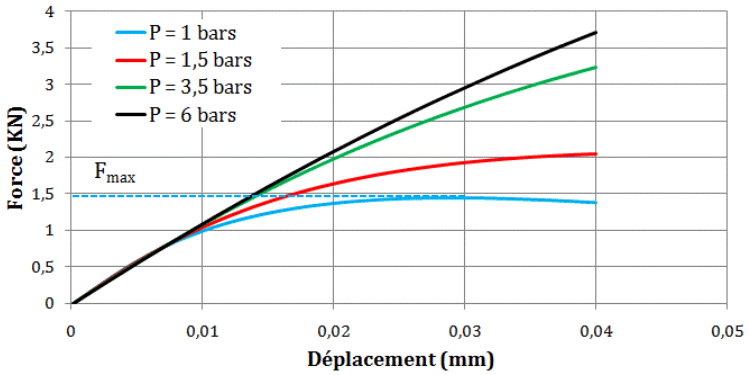


FIGURE 3.26 : Courbes force déplacement des calculs numériques des éprouvettes testés sous différentes pressions.

La solution proposée pour déterminer la résistance à la traction pour les éprouvettes testées à une température supérieure à 100 °C est de trouver une relation entre les différentes caractéristiques de l'éprouvette en béton (résistance à la traction, énergie de fissuration, module d'élasticité et force maximale). Le logiciel de statistique (R) a été utilisé et en se basant sur les résultats obtenus à 30 et 90 °C, la relation entre les différents paramètres (F_t, E, G_f et F_{max}) a été déterminée.

$$F_t[MPa] = 0,05398 \times E\,[GPa] + 1,5496 \times F_{max}[KN] - 0,01869 \times G_f[N/m] + 0,10134 \tag{3.3.7}$$

La figure 3.27 représente les résultats de F_t à 30 °C et 90 °C aux différents degrés de saturation obtenus par la modélisation numérique (Num.) de l'essai DCT avec le modèle d'endommagement de Fichant et les résultats de F_t calculés par le modèle analytique (Anal.) (équation 3.3.8).

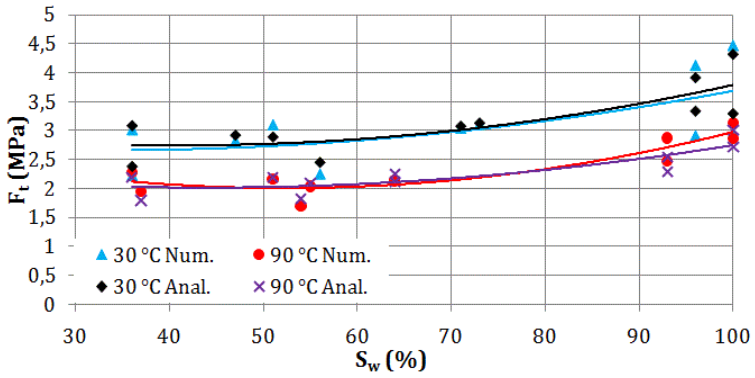


FIGURE 3.27 : Résistance à la traction obtenue par la modélisation numérique (Num.) et par le modèle analytique (Anal.) à 30 °C et 90 °C.

Le Tableau 3.11 donne les différents résultats de la résistance à la traction (F_t) obtenue par le modèle analytique et les résultats expérimentaux de l'essai DCT réalisés à une température constante égale à 30, 90, 110, 140 ou 160 °C et pour différents degré de saturation définies plus haut.

	Résistance à la traction F_t (MPa)									
	30 °C		90 °C		110 °C		140 °C		160 °C	
	S_w (%)	F_t (MPa)	S_w (%)	F_t (MPa)	S_w (%)	F_t (MPa)	S_w (%)	F_t (MPa)	S_w (%)	F_t (MPa)
	36	2,38	36	2,20	37	1,40	36	1,31	43	0,69
	36	3,08	37	1,79			36	1,18		
Moy.	**36**	**2,73**	**37**	**2,00**	**37**	**1,40**	**36**	**1,25**	**43**	**0,69**
	51	2,92	51	2,19	63	0,52	50	0,79	66	0,41
	51	2,89	54	1,82			51	0,41		
	56	2,45	55	2,10						
Moy.	**54**	**2,75**	**53**	**2,04**	**63**	**0,52**	**51**	**0,60**	**66**	**0,41**
	71	3,08	64	2,26	65	0,72	68	0,58	68	0,43
	73	3,13	64	2,12						
Moy.	**71**	**3,11**	**64**	**2,19**	**65**	**0,72**	**68**	**0,58**	**68**	**0,43**
	96	3,33	93	2,29	93	2,12	93	1,50	93	1,56
	96	3,91	93	2,54	94	2,10	94	2,12		
Moy.	**96**	**3,62**	**93**	**2,42**	**94**	**2,11**	**94**	**1,81**	**93**	**1,56**
	100	4,31	100	2,72	100	1,86	100	1,90	100	1,91
	100	3,29	100	3,01						
Moy.	**100**	**3,80**	**100**	**2,87**	**100**	**1,86**	**100**	**1,90**	**100**	**1,91**

Tableau 3.11 : Résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes à 30, 90, 110, 140 et 160 °C.

L'évolution de la résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30, 90, 110, 140 et 160 °C déterminé par le modèle analytique est représentée sur la Figure 3.28.

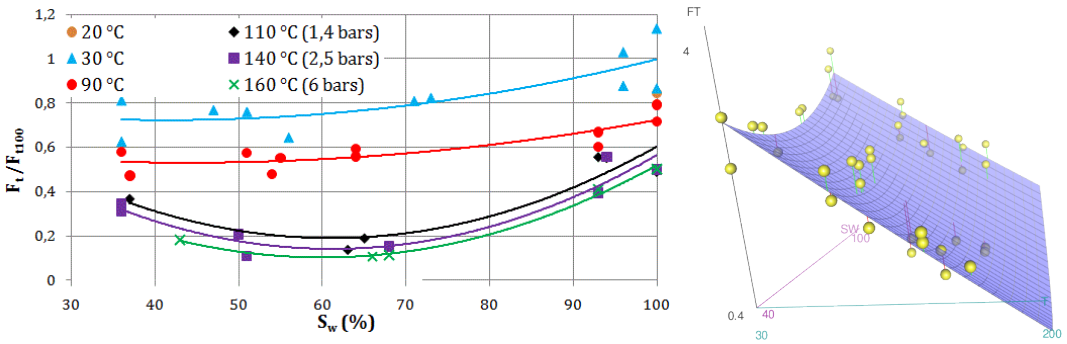


FIGURE 3.28 : Variation de résistance à la traction en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes..

On observe une diminution significative de la résistance à la traction entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau et une augmentation de la résistance à la traction à 95 %

et 100 % de degré de saturation en eau. La température aussi a une influence significative sur la résistance à la traction. Ces résultats sont cohérents avec l'évolution de module élasticité.

Modélisation numérique

4 Modélisation numérique

4.1 Comportement hydrique

Un des objectifs de l'étude est d'introduire un modèle dans le code Aster qui permet de prendre en compte le couplage entre les phénomènes hydrique et l'endommagement mécanique. Cette partie présente un modèle d'écoulement dans un milieu poreux, les équations utilisées pour décrire cet écoulement, l'évolution de la pression capillaire on fonction du temps et les contraintes associées..
Le but de cette étude est de déterminer les valeurs de la température et la teneur en eau dans une structure. Ces valeurs permettront d'affecter au matériau les propriétés identifiées dans les expériences pour les simulations mécaniques. A noter que nous restons à l'échelle macroscopique et que les contraintes indirectement générées dans le squelette par la pression capillaire ne peuvent être prises en compte que partiellement à cette échelle. Des études effectuées à l'échelle mésoscopique seront nécessaires au moins dans un premier temps pour bien appréhender les différents couplages.

4.1.1 Équations fondamentales

Le milieu poreux est un volume constitué d'une matrice solide, très cohérente dans le cas du béton. Entre les éléments solides, se trouvent des pores. On distingue les pores fermés (air occlus) qui n'échangent rien avec leurs voisins et les pores connectés entre lesquels les échanges sont nombreux. Lorsque l'on parle de porosité, c'est bien de ces pores connectés dont on parle.

4.1.1.1 Équation de Kelvin-Laplace

L'équation de Kelvin-Laplace décrit la relation entre la pression capillaire P_c et l'humidité relative HR :

$$P_c = -\rho_w \frac{RT}{M} ln(HR) \tag{4.1.1}$$

avec
ρ_w la masse volumique de l'eau
R la constante de gaz parfait
T est la température
M masse molaire de l'eau

4.1.1.2 Modèle de Van Genuchten

Le modèle de Van Genuchten exprime la relation entre la pression capillaire P_c et le degré de saturation en eau S_w :

$$S_w = \left(1 + \left(\frac{P_c}{a}\right)^{\frac{1}{1-m}}\right)^{-m} \tag{4.1.2}$$

Où : a et m deux paramètres se rapportant à la distribution de taille des pores.
L'isotherme de sorption (relation entre la saturation en eau et l'humidité relative) peut être évaluée par le modèle de Van Genuchten (équation 4.1.2) et l'équation de Kelvin-Laplace (équation 4.1.1).

$$S_w = \left(1 + \left(\frac{\rho_w \frac{RT}{M} ln(HR)}{a}\right)^{\frac{1}{1-m}}\right)^{-m} \tag{4.1.3}$$

On se basant sur les résultats expérimentaux de mise en équilibre des éprouvettes de béton réalisés dans cette étude (la démarche de l'essai et les résultats sont présentés dans les chapitres 2 et 3). Une étude paramétrique a été réalisée et une bonne concordance entre le modèle de van Genuchten et les résultats expérimentaux a été mise en évidence pour les valeurs des paramètres sont : m= 0,6 et a=1,26.10^7 (Figure 4.1).

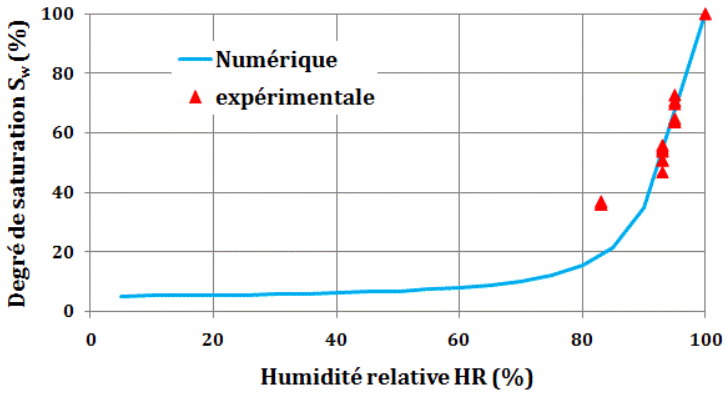


FIGURE 4.1 : Calage des paramètres a et m : évolution de degré de saturation on fonction de l'humidité relative

4.1.1.3 Imbibition capillaire

L'imbibition capillaire dans un milieu poreux correspond essentiellement à l'écoulement non-saturé de fluide sous gradient de pression. Cet écoulement de fluide dépend principalement de capillarité du milieu poreux. L'équation de Richards est usuellement utilisée pour décrire l'écoulement dans un milieu poreux non saturé :

$$\frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{1}{\varphi} div\left(\frac{K_{w,i}\, K_{w,r}}{\mu_w}\left(\vec{\nabla} p_w + \rho_w \overrightarrow{g}\right)\right) \tag{4.1.4}$$

Où : $\varphi = \vartheta_s - \vartheta_r$ la porosité apparente en eau avec ϑ_s et ϑ_r respectivement la teneur en eau résiduelle et la teneur maximale (dans notre cas, la teneur en eau est définie par le ratio du volume d'eau sur le volume de l'échantillon)
$K_{w,i}$ et $K_{w,r}$ respectivement la perméabilité du matériau saturée en eau et la perméabilité relative à l'eau.
μ_w la viscosité de l'eau
ρ_w la masse volumique de l'eau
$\overrightarrow{g}$ l'accélération de la pesanteur
P_w = la pression d'eau = $P_g - P_c$ dans le cas non-saturé, P_g est la pression de gaz et P_c est la pression capillaire

4.1.1.4 Perméabilité relative

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale. La perméabilité dépend des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau et de l'état hydrique de l'éprouvette. On appelle perméabilité intrinsèque (K_i), la perméabilité du matériau poreux est à l'état sec. Si l'éprouvette à un état hydrique bien défini, la perméabilité mesurée est la perméabilité apparente (K_a). La perméabilité relative (K_r) est déterminée en fonction de la perméabilité apparente et la perméabilité intrinsèque grâce a l'équation :

$$K_r = \frac{K_a}{K_i} \tag{4.1.5}$$

Des expressions analytiques sont proposées dans la littérature pour exprimer les variations de la perméabilité relative à l'eau [1, 88, 89] et au gaz [51, 90, 91] en fonction du degré de saturation. La diminution du degré de saturation en eau conduit à une diminution de la perméabilité à l'eau et à une augmentation de la perméabilité au gaz. Les perméabilités relatives à l'eau $K_{w,r}$ et au gaz $K_{gz,r}$ s'expriment par le modèle proposé par Mualem [80] dans le modèle de capillarité de Van-Genuchten pour une température constante :

$$K_{r,w} = \sqrt{S_w}\left(1 - \left(1 - (S_w)^{\frac{1}{m}}\right)^m\right)^2 \tag{4.1.6}$$

$$K_{r,gz} = \sqrt{(1 - S_w)}\left(1 - (S_w)^{\frac{1}{m}}\right)^{2m} \tag{4.1.7}$$

Avec :
S_w : degré de saturation en eau.
m : paramètre du modèle de Van-Genuchten.

Des essais de perméabilité à l'azote ont été menés pour déterminer l'évolution de la perméabilité relative au gaz en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes

à 30 et 90 °C (la démarche de l'essai et les résultats sont présentés dans le chapitre 2 et chapitre 3).
La figure 4.2 montre une comparaison des résultats obtenus par les essais de perméabilité à l'azote et les résultats calculés par le modèle de Van-Genuchten. On observe une diminution significative de la perméabilité relative avec le degré de saturation en eau, lorsque les pores sont remplis d'eau. L'eau gène le passage du gaz donc une diminution de la perméabilité relative apparait lorsque le degré de saturation en eau augmente. Par contre, une variation de la température entre 30 et 90 °C n'a pas d'influence sur la perméabilité relative pour le même degré de saturation en eau. Cela signifie que le modèle de Van-Genuchten ne dépend pas de la température dans cette gamme de variation.
On peut noter un bon accord entre les résultats théoriques et expérimentaux pour la valeur du paramètre m=0,6 qui a été identifiée grâce à l'isotherme de sorption.

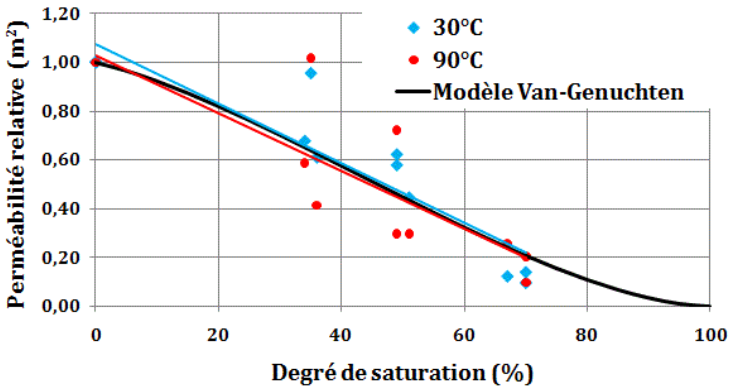


FIGURE 4.2 : Variation de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes

La figure 4.3 montre l'évolution de la perméabilité relative à l'eau et au gaz en fonction du degré de saturation selon le modèle de capillarité de Van-Genuchten pour une valeur de m = à 0,6.
La perméabilité intrinsèque au gaz a été déterminée par des essais de perméabilité sur des éprouvettes à l'état sec à 30 et 90 °C (chapitre 3).

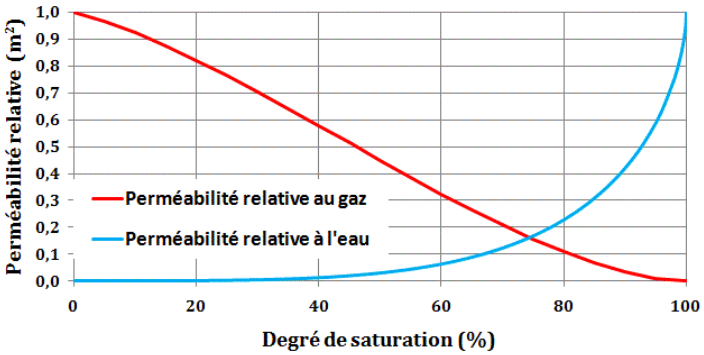


FIGURE 4.3 : Evolution des perméabilités relatives en fonction du degré de saturation.

4.1.1.5 Évolution des contraintes

Le comportement mécanique est écrit sous forme différentielle

$$d\sigma = d\sigma' + d\sigma_p \times 1 \tag{4.1.8}$$

Avec
σ contrainte totale
σ' contrainte effective du squelette
σ_p contrainte due à la pression capillaire,
L'évolution du tenseur des contraintes effectives σ' dépend du déplacement du squelette, des variables internes et des charges extérieures.
Bishop [92] a défini l'évolution du tenseur des contraintes dues à la pression capillaire σ_p pour les milieux poreux non saturés par :

$$d\sigma_p = -b\,(dp_{gz} - S_w dp_c) \tag{4.1.9}$$

Avec
p_{gz} pression du gaz
p_c pression capillaire
b coefficient de Biot, paramètre intrinsèque du milieu poreux qui définit le couplage poroélastique. Sa valeur est déterminée par la relation :

$$b = 1 - \frac{K_0}{K_s} \qquad K_0 = \frac{E_0}{3\,(1-2\nu_0)} \tag{4.1.10}$$

Où :
K_0 : le module de compressibilité drainé du milieu poreux contrôlant la déformation initiale pour un milieu saturé
K_s : le module de compressibilité des grains solides contrôlant la déformation lorsque les éprouvettes sont sèches

En se basant sur des données expérimentales de Souyris [93] et Chen Wei [27] (tableau 4.1), et puisque notre béton utilisé est un béton à base de CEM I, une valeur moyenne de b = 0,3 est retenue pour notre étude

		b
Chen Wei [27]	Béton CEM I	0,59
	Béton CEM V	0,51
Souyris [93]	Béton CEM I	0,2

Tableau 4.1 : Exemple de valeurs du coefficient de Biot.

4.1.2 Simulation numérique

Dans cette partie, une simulation numérique thermo-hygro mécanique en milieu non saturé avec le logiciel « Code_Aster » est présentée. L'essai de désorption sous humidité relative variable et donc pression capillaire variable est simulé.

4.1.2.1 Logiciel Code_Aster

Le logiciel « Code_Aster » (Code d'Analyses des Structures et Thermomécanique pour des Etudes et des Recherches) est un code de calcul thermomécanique, qui comprend un ensemble de modélisations multi physiques non linéaires. La méthode des éléments finis (FEM) est utilisée pour la discrétisation.
On utilise le module « THHM » du « Code_Aster » qui traite les équations de la mécanique des milieux continus en utilisant la théorie des milieux poreux éventuellement non-saturés et considérant que les phénomènes mécaniques, thermiques et hydriques sont complètement couplés [94].
On applique la modélisation « 3D_THH2MS » du module « THHM ». « HH2 » indique la modélisation hydraulique est réalisée avec deux pressions inconnues et deux constituants. « S » indique que les termes capacitifs sont intégrés aux sommets des éléments alors que les termes diffusifs sont intégrés aux points de Gauss [94].
Dans cette section, nous présentons des simulations numériques réalisée à l'aide du modèle proposé. La mise en équilibre dans les différentes ambiances précisées au chapitre 3 (S_w= 36 %, 52 %, 62 % et 93 %) des éprouvettes DCT a été modélisée. Les simulations seront comparées avec les données expérimentales. Cependant, comme la plupart des essais simulés ont été utilisés pour la détermination des paramètres du modèle, ces comparaisons ne présentent qu'une vérification directe de la cohérence dans la formulation du modèle et de la procédure de détermination des paramètres utilisés.
Le tableau 4.2 donne les valeurs des paramètres utilisées dans les simulations. Ces valeurs sont déterminées soit par les résultats expérimentaux (porosité, masse volumique, perméabilité intrinséque, m et a) ou des valeurs prises de la littérature (constante des gaz parfait, coefficient Biot, viscosité du liquide et compressibilité liquide)

Porosité	0,14
constante des gaz parfait (J.mol^{-1}.K^{-1})	8,315
Masse volumique (kg/m^3)	2450
Coefficient Biot	0,3
Perméabilité intrinsèque (m^2)	7,5.10^{-22}
Viscosité du liquide (Kg/m.s)	8.10^{-4}
Compressibilité liquide (Pa^{-1})	4,5.10^{-10}
m	0,6
a (Pa)	1,26.10^7

Tableau 4.2 : Paramétre du modéle.

Les éprouvettes ont été mises en équilibre sous humidité relative contrôlée à partir d'un état initialement saturé (degré de saturation initiale égale à 1) ce qui induit donc de la désorption. La modélisation ≪3D_THH2MS≫ ne permet pas de définir directement la condition initiale par le degré de saturation mais doit être exprimée par la pression capillaire. Le degré de saturation en eau $S_w = 1$ correspond à une pression capillaire $P_c = 0$.
L'éprouvette se trouve en ambiance contrôlée en température et en humidité relative. Les conditions aux limites du calcul sont l'application de la pression capillaire correspondant à la valeur de l'humidité relative autour de l'éprouvette.

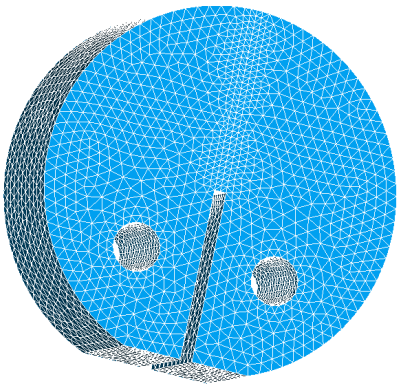


FIGURE 4.4 : Maillage de léprouvette essai DCT.

4.1.2.2 Résultats de la simulation numérique

Dans cette section, sont présentés quelques résultats représentatifs issus des simulations numériques, ainsi qu'une comparaison avec les résultats expérimentaux. Pour la mise en équilibre des éprouvettes de l'essai DCT (figure 4.5), les évolutions du degré de saturation et des contraintes dues à la pression capillaire au cours du temps sont présentées.

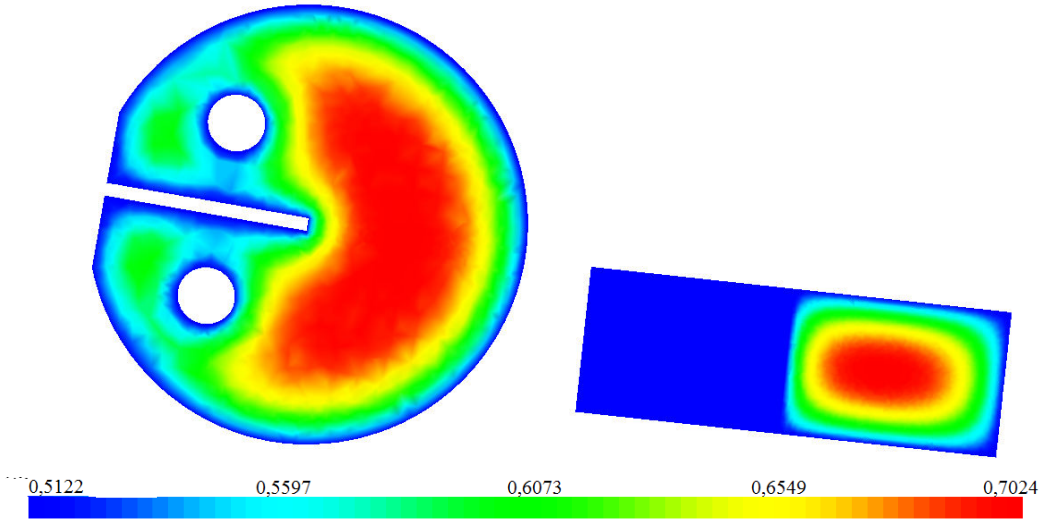


FIGURE 4.5 : Faciès de l'état de saturation à 70 jours.

- Variation de S_w en fonction du temps

La figure 4.6 présente la comparaison des résultats d'essais et des simulations de la mise en équilibre des éprouvettes. On voit un assez bon accord entre les essais et les calculs sauf durant les premiers jours du séchage pendant lesquelles la désorption est un peu sous-estimée par les calculs. Après 200 jours de mise en équilibre, on retrouve bien le degré de saturation prévu. Il est probable qu'une identification des paramètres a et m.

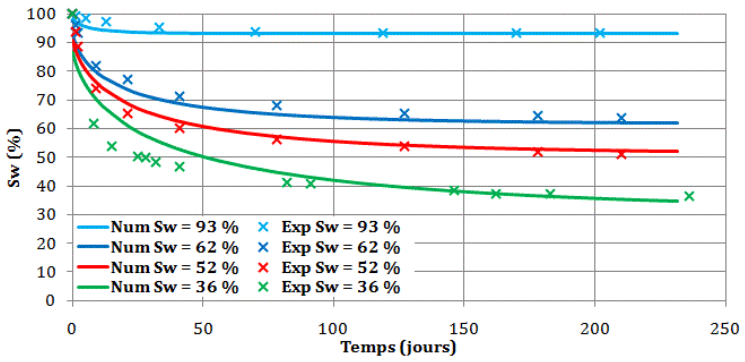


FIGURE 4.6 : Evolution du degré de saturation en fonction du temps.

La figure 4.7 présente l'évolution du degré de saturation dans l'épaisseur de l'éprouvette (sur la ligne A-B, cf. figure 4.8) à différents temps de séchage, pour un degré de saturation imposé de 52 % sur toute les surfaces extérieures de l'éprouvette . La mise en équilibre en surface est instantanée. Après 230 jours, la teneur en eau est presque homogène . Cela est bien cohérent avec les résultats expérimentaux mais ce n'est pas surprenant

puisque les paramètre a, m et K_i ont été déterminés à partir des essais et utilisés dans les simulations numériques.

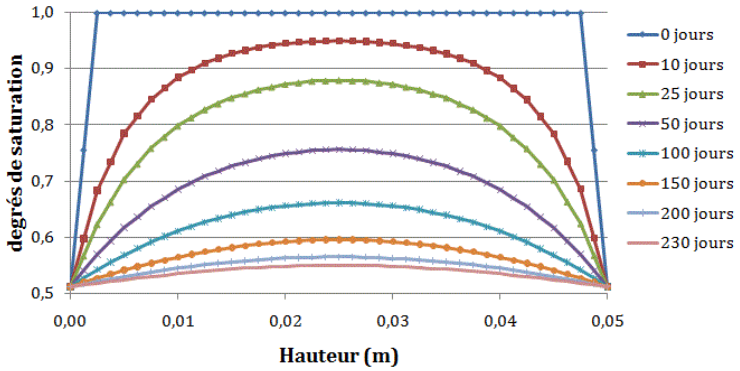


FIGURE 4.7 : Evolution du degré de saturation en fonction du temps sur la ligne A-B.

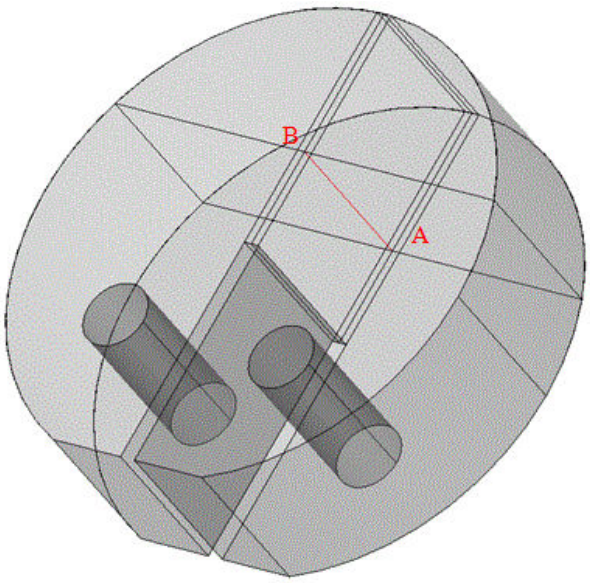


FIGURE 4.8 : Représentation schématique de la zone de mesure.

- Contrainte effective en fonction du temps et surface

La figure 4.9 présente l'évolution des contraintes dues à la variation de pression capillaire à l'intérieur des pores en fonction du temps de séchage sur la ligne A-B (figure 4.8) pour le degré de saturation $S_w = 52$ %.
l'évolution du tenseur des contraintes σ_p dues à la variation de pression capillaire P_c pour les milieux poreux non saturés est déterminé par l'équation de Bishop (4.1.9).

On illustre ici un phénomène intéressant : au début de séchage, du fait du retrait différentiel entre les couches externes (c'est-à-dire les faces supérieure et inférieure) et l'intérieur de l'éprouvette, la peau est mise en traction alors que le cœur est en compression traduisant l'équilibre de la section. Cependant, après une période d'environ 230 jours, la teneur en eau est la même au cœur et à la surface, le cœur tend à se rétracter alors que la peau a déjà subi son retrait.
La figure 4.10 présente la distribution de la contrainte σ_p sur la future surface de rupture à 10, 50 et 230 jours.

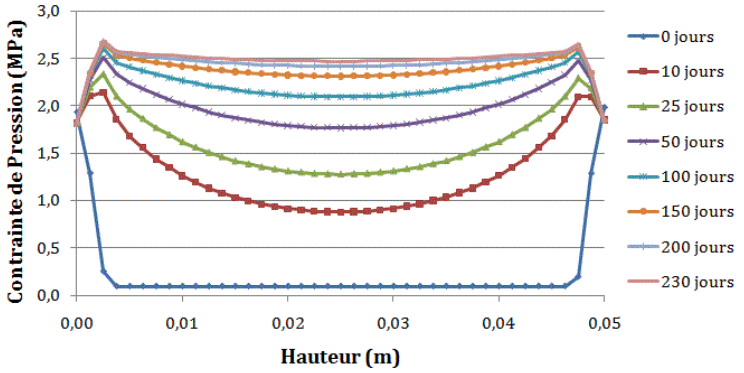


FIGURE 4.9 : Evolution du contrainte de pression en fonction du temps sur la ligne A-B.

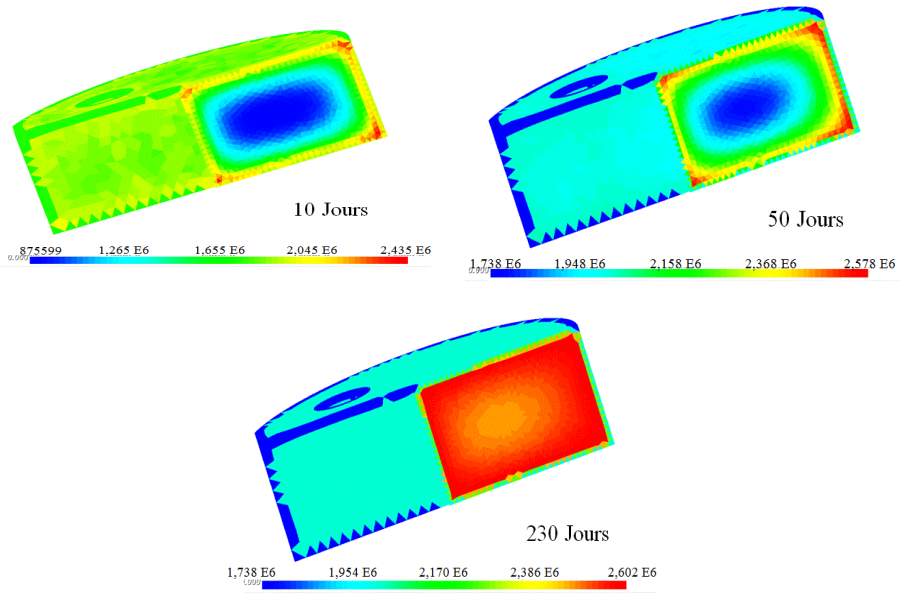


FIGURE 4.10 : Distribution de la contrainte de pression sur la future surface de rupture à 10, 50 et 230 jours.

4.1.3 Calcul de structure

Dans le cadre de son programme d'études pour la sureté et l'évaluation de la durée de vie de son parc de centrales nucléaires, EDF a construit une maquette expérimentale d'enceinte de confinement d'un réacteur à échelle 1/3. Parmi les objectifs de cette maquette VERCORS (Vérification Réaliste du Confinement des RéacteurS) (figure 4.11), l'évolution de l'étanchéité des enceintes sous l'effet du vieillissement (les effets du séchage, retrait, fluage et conditions extérieures). Dans cette partie, les effets du séchage sur la structure de maquette VERCORS sont étudiés numériquement afin de déterminer l'évolution du degré de saturation de la paroi de l'enceinte en fonction de son age et de son épaisseur ainsi que celles des contraintes dues au séchage.



FIGURE 4.11 : Projet Vercors.

4.1.3.1 Maillage de la maquette VERCORS

Une modélisation 2D_axisymétrique a été utilisée pour étudier l'effet de vieillissement de la maquette. La température et l'humidité relative ont été appliquées comme des conditions aux limites sur les parois interne (T = 35 °C, HR= 50 %) et externe (T = 30 °C, HR = 50 %) de l'enceinte. Ces valeurs correspondent aux moyennes des mesures effectuées dans la maquette VERCORS.
Pour ces calculs, réalisés dans le code aux éléments finis ASTER, le modèle THHM a été utilisé pour le béton avec les paramètres calés en simulant la mise en équilibre des éprouvettes DCT (cf. §4.1.2).

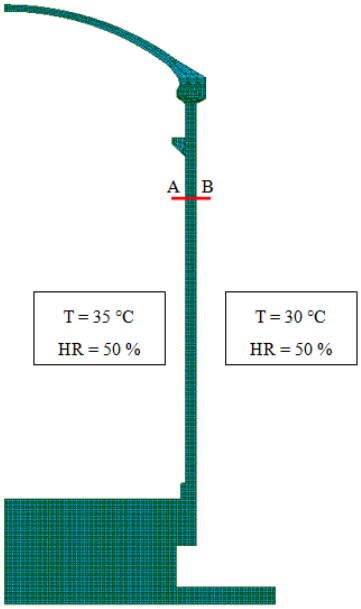


FIGURE 4.12 : Maillage Vercors.

4.1.3.2 Résultats de la modélisation de la maquette VERCORS

La figure 4.13 présente les profils du degré de saturation en eau en fonction de la position sur l'épaisseur et du temps de séchage dans la paroi de VERCORS (sur la ligne A – B (figure 4.12)). L'humidité relative est imposée à 50 % sur les surfaces interne et externe et la température égale à 35 °C à l'intérieur et 30 °C à l'extérieur. La mise en équilibre en surface est instantanée. On obtient S_w = 45 % dés les premières secondes. C'est le degré de saturation équivalent à l'humidité relative imposée. Après 10 ans, la paroi n'est pas encore en équilibre. Nous observons que le degré de saturation de la paroi varie de 45 % sur les surfaces à 77 % au cœur. Les calculs ont été réalisés jusqu'à 10 ans, durée du programme VERCORS.

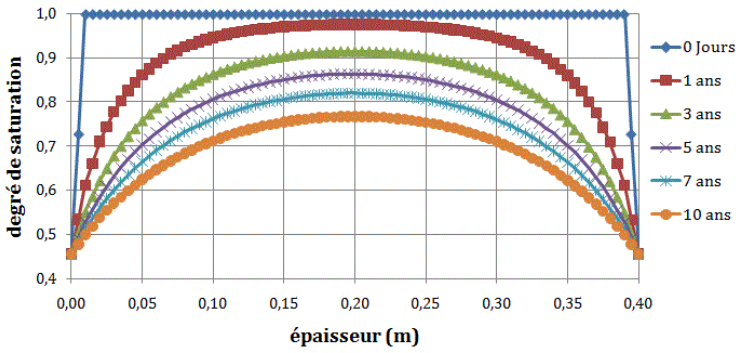


FIGURE 4.13 : Evolution du degré de saturation en fonction du temps sur la ligne A-B.

La figure 4.14 présente l'évolution des contraintes due à la variation de pression capillaire à l'intérieur des pores en fonction de l'épaisseur et du temps de séchage dans la paroi. On remarque un déséquilibre de contrainte dans l'épaisseur de la paroi. Ce déséquilibre peut avoir comme origine la variation de degré de saturation sur l'épaisseur de la paroi. À 10 ans, l'équilibre n'est pas encore atteint. Une différence entre la pression capillaire au cœur de la paroi et la pression capillaire en surface est visible. Les surfaces externes sont mises en traction alors que le cœur est en compression traduisant l'équilibre de la section.

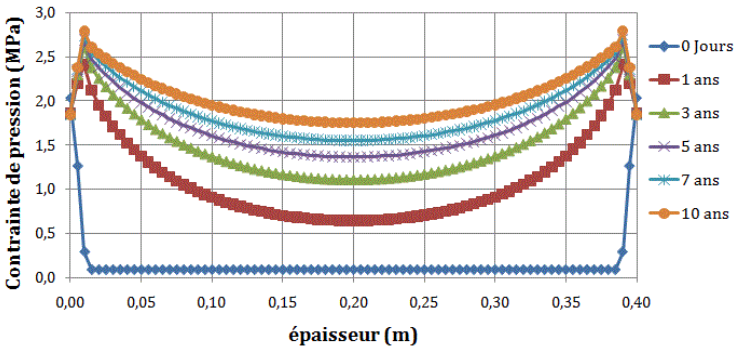


FIGURE 4.14 : Évolution de la contrainte de pression en fonction du temps sur la ligne A-B.

4.2 Couplage hydro-mécanique

Le modèle THHM utilisé précédemment comprend, pour sa partie mécanique, un modèle de comportement élastique. Afin de réaliser des simulations plus représentatives de la réalité, nous souhaitons utiliser un modèle d'endommagement. Les simulations numériques réalisées avec le modèle THHM ont permis de déterminer le champs de température et de teneur en eau dans l'éprouvette. Ainsi, à partir de la température et de la teneur en eau, en utilisant les résultats d'essais obtenus dans cette étude, les propriétés mécaniques (G_f, E et F_t) du matériau sont connues en tout point du maillage. Une simulation est alors réalisée utilisant un modèle d'endommagement du béton (Annexe 1). Afin de valider ces simulations, la simulation de l'essai DCT est réalisé avec le code de calculs Cast3M, le code Aster ne permettant pas de faire varier les propriétés du matériau sur le maillage en fonction de la teneur en eau. Ainsi, l'évolution du degré de saturation de l'éprouvette est évaluée à différents temps de séchage pour un degré de saturation imposé de 52 % sur les surfaces extérieures de l'éprouvette. Le modèle de Fichant a été utilisé comme modèle d'endommagement. Ce modèle nécessite trois paramètres, G_f, E et F_t. L'évolution de ces derniers en fonction de degré de saturation ($\bar{S_w} = 1 - S_w$) et la température ($\bar{T} = \frac{T-303,15}{303,15}$) est évaluée à partir des résultats expérimentaux (chapitre 3). Les formules adimensionnelles suivantes ont été identifiées :

$$G_f/G_{f100} = 1 + 0,9299\ \bar{S_w}^2 + 3,3612\ \bar{T}^2 + 0,2632\ \bar{S_w} + 1,3168\ \bar{T} - 3,5115\ \bar{S_w} \times \bar{T} \tag{4.2.1}$$

$$E/E_{100} = 1 + 0,9775\ \bar{S_w}^2 - 0,3862\ \bar{T}^2 - 0,6838\ \bar{S_w} - 0,8716\ \bar{T} - 0,2036\ \bar{S_w} \times \bar{T} \tag{4.2.2}$$

$$F_t/F_{t100} = 1 + 1,5882\ \bar{S_w}^2 + 0,1189\ \bar{T}^2 - 1,3547\ \bar{S_w} - 1,4150\ \bar{T} - 0,0791\ \bar{S_w} \times \bar{T} \tag{4.2.3}$$

ou
G_{f100} est l'énergie de fissuration du matériau saturé (S_w= 1 et T = 303,15 K), G_{f100}=59 N/m.
E_{100} est le module élastique du matériau saturé (S_w= 1 et T = 303,15 K), E_{100}=23 GPa.
F_{t100} est la résistance à la traction du matériau saturé (S_w= 1 et T = 303,15 K), F_{t100}=3,8 MPa.
Pour vérifier cette étude numérique, une éprouvette en équilibre avec un degré de saturation homogène S_w = 52 % a été testée. La figure 4.15 présente la comparaison des résultats entre la courbe expérimentale (exp.) et la courbe numérique (Num.) de l'essai DCT.

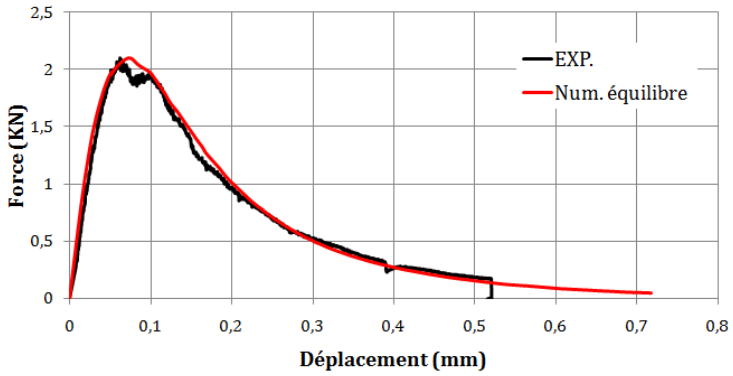


FIGURE 4.15 : Comparaison des résultats entre la courbe expérimentale (exp.) et la courbe numérique (Num. équilibre) d'un essai DCT

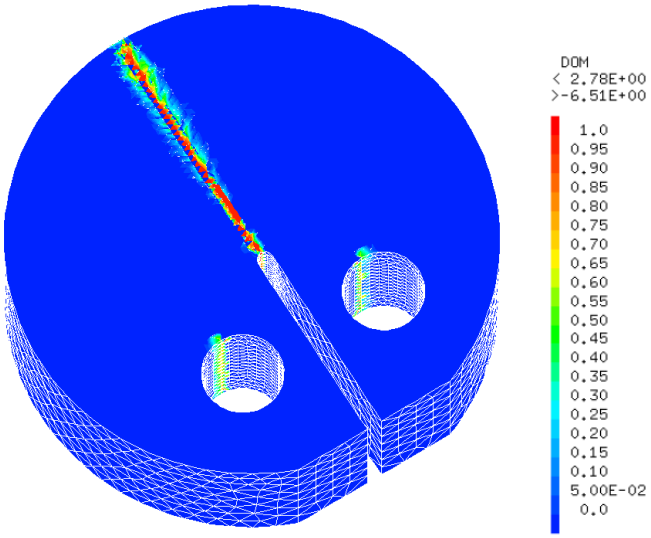


FIGURE 4.16 : Faciès de fissuration.

On a obtenu des courbes similaires donc on peut valider notre modèle.
Maintenant, pour tester l'effet du degré de saturation sur le comportement mécanique du béton, une éprouvette DCT qui n'est pas en équilibre (après 34 jours de mise en équilibre) a été testée. Le degré de saturation de cette éprouvette varie entre $S_w = 88$ % au cœur de l'éprouvette et $S_w = 52$ % sur toutes les surfaces extérieures de l'éprouvette (figure 4.17)

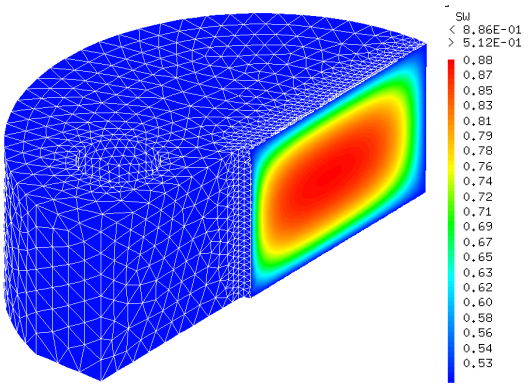


FIGURE 4.17 : Faciès de degrés de saturation à 34 jours.

La figure 4.18 représente la distribution de ces paramètres sur la future surface de rupture.

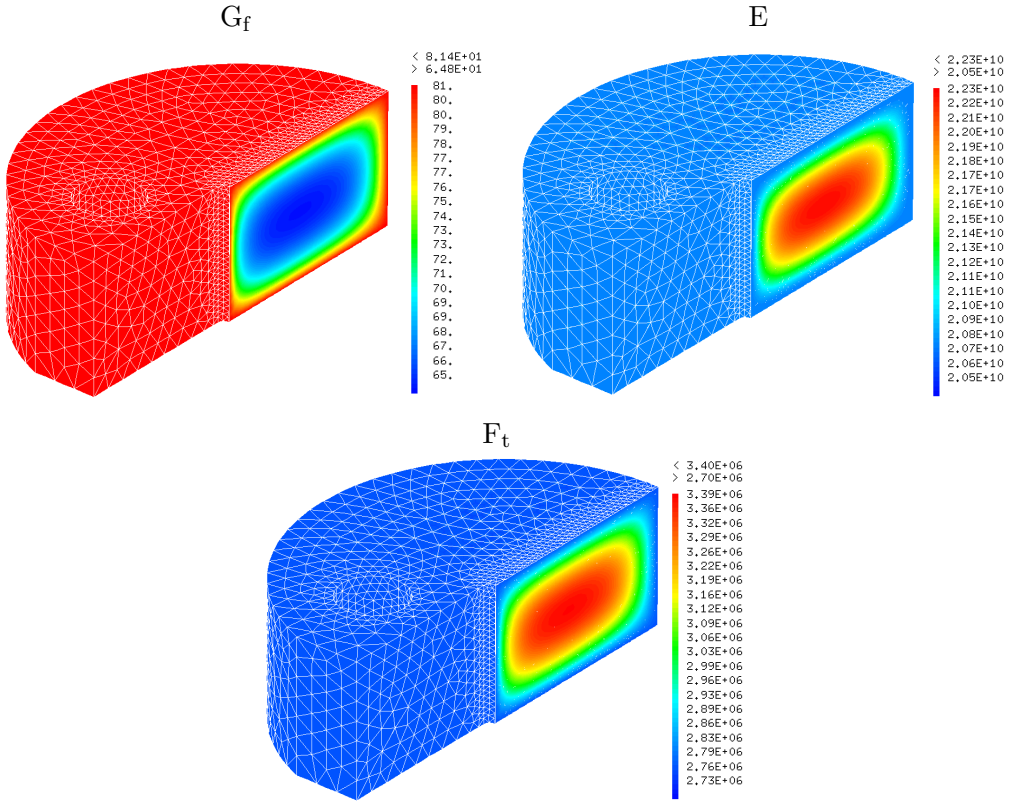


FIGURE 4.18 : Distribution de (G_f, E et F_t) sur la future surface de rupture.

La figure 4.19 représente la courbe force déplacement des deux simulations numériques pour une éprouvette à l'équilibre $S_w = 52$ % (Num. équilibre) et une éprouvette après

34 jours de mise en équilibre (Num. 34 jours). Les développements des couplages entre la modélisation de l'endommagement et le THHM ne sont pas encore effectifs dans code Aster, afin d'évaluer l'effet d'une teneur en eau hétérogène sur la réponse mécanique en fissuration, les résultats obtenues pour la teneur en eau issus de simulations sur code aster sont importés dans castem. Les paramètre G_f, E et F_t sont alors calculés en fonction de la teneur en eau (Figure 4.18) pour effectuer les simulations. A noter que les contraintes initiales liées à cette variation ne sont pas prises en compte dans les calculs.

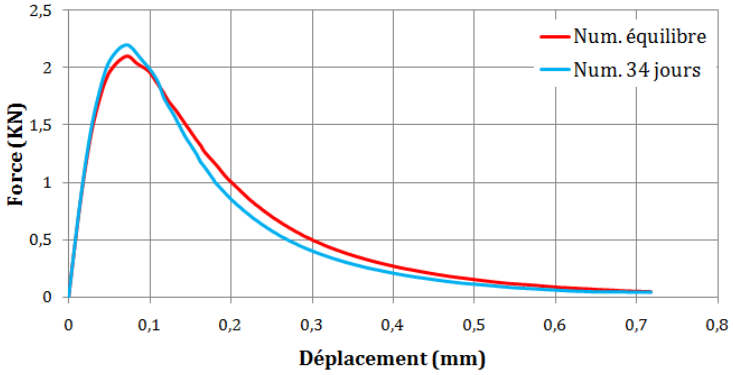


FIGURE 4.19 : Courbe force déplacement d'une éprouvette à l'équilibre S_w = 52 % (Num. équilibre) et d'une éprouvette après 34 jours de mise en équilibre (Num. 34 jours).

On remarque bien l'influence de la variation de S_w sur le comportement mécanique de l'éprouvette. La force maximale (F_{max}) de la courbe force déplacement augmente lorsque l'éprouvette n'est pas en équilibre et la pente après le pic diminue. En fait, le degré de saturation de l'éprouvette après 34 jours de mise en équilibre varie entre 88 % au cœur de l'éprouvette et 52 % sur les surfaces extérieures. La résistance à la traction et l'énergie de fissuration dépendent de S_w, donc ils varient entre le cœur de l'éprouvette et les surfaces extérieures. Dans cette plage de degré de saturation (entre 52 et 88 %) la résistance à la traction augmente de 2,73 à 3,39 MPa ce qui explique l'augmentation de F_{max} et l'énergie de fissuration diminue de 81 à 65 N/m d'où la diminution de la pente après le pic.
La prochaine étape de ce calcul consiste à étudier à l'échelle de la structure la maquette VERCORS. Cette étude sera possible lorsque les couplages seront complètement implémentés sur code ASTER. On peut s'attendre à ce que l'effet soit plus important sur les structures massives à cause de variations de teneur en eau également plus importantes.

Conclusion et Perspectives

Conclusion

Ce travail s'inscrit dans le projet MACENA (MAîtrise du Confinement d'une ENceinte en Accident) dont l'un des objectifs est de faire progresser la compréhension du comportement du béton sous des sollicitations thermo-hydromécaniques. Évaluer l'influence de la température et de l'humidité sur le comportement thermique et mécanique du béton est un des points abordés afin de mener les simulations numériques les plus réalistes possibles.
Une des originalités de ce travail a résidé dans le développement d'un nouveau dispositif expérimental permettant la réalisation des essais thermiques et mécanique à chaud sous température, humidité et pression (pour les températures supérieures à 100 °C) contrôlées. En effet, le système a prouvé son efficacité au cours des nombreuses expériences.
Cette étude nous a permis de déterminer l'évolution des caractéristiques mécaniques et thermiques du béton en fonction de la température jusqu'à 160 °C et en fonction du degré de saturation en eau du béton. La température (T) est fixée à cinq valeurs cibles : 30, 90, 110, 140 et 160 °C. Les cinq degrés de saturation en eau liquide du béton (S_w) varient entre 36 % et 100 %. Les différents degrés de saturation en eau liquide des éprouvettes sont obtenus par contrôle de l'humidité relative de l'ambiance entourant l'éprouvette pendant leur cure.
L'essai DCT (Disk-shape Compact Tension) a été choisi pour déterminer l'évolution de l'énergie de fissuration, du module d'élasticité et de la résistance en traction en fonction de la température et de S_w en raison de son caractère très compact favorable pour les essais sous pression (essai au-delà de 100 °C).
Pour les températures inférieures à 100 °C, une boite isolée a été fabriquée et reliée à une enceinte climatique afin de contrôler la température et l'humidité relative de l'air autour de l'éprouvette au cours de l'essai.
Pour les températures supérieures à 100 °C, une enceinte spécifique a été mise au point, permettant de maintenir au cours de l'essai la température, la pression souhaitée et une atmosphère saturée en eau entraînant de très faibles variation du degré de saturation des éprouvettes.
Parmi les résultats intéressants de cette étude nous pouvons citer, l'évolution de l'énergie de fissuration en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes testées à 30, 90, 110, 140 et 160 °C.
On a observé deux régimes différents :

- Pour les températures de 30 °C et 90 °C, l'énergie de fissuration diminue lorsque la saturation diminue, par contre elle n'évolue pas avec la température.

- Pour les températures de 110, 140 et 160 °C, l'énergie de fissuration augmente avec le degré de saturation et également avec la température.

La présence de ces deux régimes s'explique par la génération d'une microfissuration liée à la température. Des études doivent être effectuées sur différents types de bétons pour être certain que cette tendance puisse se généraliser.
Cette analyse expérimentale met bien en évidence que l'énergie de fissuration dépend de l'état de saturation des éprouvettes testées. Pour les éprouvettes avec un degré de saturation important, la présence d'eau quand on augmente la température participe aux microfissurations à l'interface pâte granulat à cause de la dilatation de l'eau dans cette zone. Ces microfissurations entrainent une augmentation de l'énergie de fissuration. Par contre, la température n'a pas d'influence sur l'énergie de fissuration pour des éprouvettes avec un faible degré de saturation à cause de l'absence de microfissures. L'énergie de fissuration ne dépend que de la teneur en eau pour des faible degrés de saturation.
L'évolution du module d'élasticité en fonction du degré de saturation en eau des éprouvettes a été évaluée à 30, 90, 110, 140 et 160 °C. Une diminution significative du module d'élasticité entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau puis une augmentation entre 95 % et 100 % de degré de saturation en eau ont été observées. La température a également une influence significative sur le module d'élasticité.
Comme pour le module élastique, une diminution significative de la résistance à la traction entre 36 % et 68 % de degré de saturation en eau suivi d'une augmentation à 95 % et 100 % de degré de saturation en eau a été observée. La température aussi a une influence significative sur la résistance à la traction.
L'étape suivante a consisté à déterminer les propriétés thermiques du béton sous chargement thermo-hydrique. La méthode de la Source Plane Transitoire (TPS) a été choisie. C'est une technique permettant de déterminer la conductivité thermique, la diffusivité thermique et d'en déduire la chaleur spécifique. Les essais sont réalisés à l'intérieur d'une enceinte climatique jusqu'à une température de 90 °C et sous humidité contrôlés.
Cette analyse expérimentale permet de déduire que la conductivité thermique dépend de l'état de saturation des éprouvettes testées. L'eau étant plus conductrice que l'air sec, l'augmentation du degré de saturation et donc de la quantité d'eau dans la porosité du béton entraine une augmentation de la conductivité thermique. Une augmentation de chaleur spécifique avec le degré de saturation a également été observée. Cette augmentation est plus marquée à 90 °C qu'à 30 °C. En effet, l'eau a une capacité à emmagasiner la chaleur thermique plus importante que l'air, l'augmentation de la quantité d'eau dans les pores entraine l'augmentation de la chaleur spécifique.
La diffusivité du béton reste pratiquement constante avec le degré de saturation aussi bien à 30 °C qu'à 90 °C.
L'évolution de la perméabilité relative à l'azote du béton en fonction de la température jusqu'à 90 °C et du degré de saturation en eau du béton a aussi été étudiée. Le principe de l'essai est d'injecter de l'azote à l'intérieur d'un cylindre creux en béton et de mesurer la perméabilité radiale de ce cylindre. Le degré de saturation de l'éprouvette a une influence importante sur la perméabilité effective au gaz du béton.
Après avoir déterminé les propriétés thermiques et mécaniques du béton, une modélisation

numérique a été réalisée afin de passer de l'échelle du laboratoire à l'échelle de la structure.
Le comportement hydrique a été étudié par le modèle THM de code ASTER et le modèle endo_fiss avec le code ASTER et le modèle de Fichant avec le code CAST3M ont été utilisé pour étudier le comportement d'endommagement.

Perspectives

Le couplage entre les modèles d'endommagement et THHM doit être finalisé dans code ASTER pour effectuer les simulations numériques à l'échelle de l'enceinte de confinement. Des simulations à l'échelle mésoscopique permettront de mieux comprendre le rôle de la pression capillaire et en particulier l'effet du retrait de dessiccation différentiel entre la pâte et les granulats sur les évolutions des propriétés mécaniques en fonction de la teneur en eau et de la température.

Bibliographie

Bibliographie

[1] O. Coussy, V. Baroghel-Bouny, P. Dangla, M. Mainguy, Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage, Revue française de génie civil 5 (2-3) (2001) 269–284.

[2] C. Perlot, J. Verdier, M. Carcassès, Influence of cement type on transport properties and chemical degradation : Application to nuclear waste storage, Materials and structures 39 (5) (2006) 511–523.

[3] Z. Lafhaj, M. Goueygou, A. Djerbi, M. Kaczmarek, Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/cement ratio and water content, Cement and Concrete Research 36 (4) (2006) 625–633.

[4] A. M. Neville, A. M. Neville, A. M. Neville, A. M. Neville, Propriétés des bétons, Eyrolles, 2000.

[5] R. F. Feldman, P. J. Sereda, A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, Materiaux et construction 1 (6) (1968) 509–520.

[6] M. Lion, Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier. etudes expérimentales, Ph.D. thesis, Université des Sciences et Technologie de Lille-Lille I (2004).

[7] V. Picandet, Influence dun endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivitÃ© hydrique des béton, Ph.D. thesis, These de doctorat, UniversitÃ© de Nantes (2001).

[8] Grasley, et al., Relative humidity in concrete, Concrete international 28 (10) (2006) 51–57.

[9] F. Collet, F. Achchaq, K. Djellab, L. Marmoret, H. Beji, Water vapor properties of two hemp wools manufactured with different treatments, Construction and Building Materials 25 (2) (2011) 1079–1085.

[10] K. Maekawa, T. Ishida, T. Kishi, Multi-scale modeling of structural concrete, CRC Press, 2008.

[11] V. Baroghel-Bouny, Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances, Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (1994).

[12] E. Guyon, J.-P. Hulin, L. Petit, P. G. de Gennes, Hydrodynamique physique, EDP sciences Les Ulis, 2001.

[13] H. Renon, Calcul sur ordinateur des équilibres liquide-vapeur et liquide-liquide., Vol. 17, Editions Technip, 1971.

[14] J. Piasta, Heat deformations of cement paste phases and the microstructure of cement paste, Matériaux et Construction 17 (6) (1984) 415–420.

[15] P. Kalifa, F. Menneteau, Mesures de pression, température et perte en masse dans les bétons à hautes températures (2000).

[16] U. Diederichs, U. Jumppanen, V. Pentalla, Behaviour of high strength concrete at elevated temperatures, Espoo-Helsinki University of Technology–Department of Structural Engineering, Report 92 (1992) 72.

[17] J.-C. Mindeguia, Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, Ph.D. thesis, Université de Pau et des Pays de l'Adour (2009).

[18] I. Hager, Comportement à haute température des bétons à haute performance évolution des principales propriétés mécaniques, Ph.D. thesis, Marne-la-Vallée, ENPC (2004).

[19] R. FELICETTI, P. G. GAMBAROVA, Heat in concrete : Special issues in materials testing, Studi e ricerche-Politecnico di Milano. Scuola di specializzazione in costruzioni in cemento armato (24) (2003) 121–138.

[20] F. Belhamel, A. Lazazi, F. Kharchi, Contribution à lanalyse de la variation de lenergie de rupture des bétons sous gradient thermique.

[21] Z. P. Bazant, P. C. Prat, Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete, ACI Materials Journal 85 (4).

[22] J.-C. Maréchal, Le fluage du béton en fonction de la température, Matériaux et Construction 2 (2) (1969) 111–115.

[23] H. Carré, P. Pimienta, bending test at high temperature, 15th International Conference on Experimental Mechanics.

[24] A. Amirkhanian, D. Spring, J. Roesler, K. Park, G. Paulino, Disk-shaped compact tension test for plain concrete, in : Proceedings of the Transportation and Development Institute Congress, ASCE, New York, 2011, pp. 688–698.

[25] F. Brue, Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons, Ph.D. thesis, Ecole Centrale de Lille (2009).

[26] D. Chen, Modélisation du comportement hydromécanique d'un mortier sous compression et dessiccation, Ph.D. thesis, Lille 1 (2005).

[27] W. Chen, Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables, Ph.D. thesis, Ecole Centrale de Lille (2011).

[28] C. Gallé, Effect of drying on cement-based materials pore structure as identified by mercury intrusion porosimetry : a comparative study between oven-, vacuum-, and freeze-drying, Cement and Concrete Research 31 (10) (2001) 1467–1477.

[29] W. Chen, et al., Water retention and gas relative permeability of two industrial concretes, Cement and Concrete Research 42 (7) (2012) 1001–1013.

[30] N. P15-301, Liants hydrauliques - Ciments courants - Composition, spécifications et critéres de conformité, Norme française, Juin 1994.

[31] N. EN197-1, Ciment - Partie 1 : composition, spécifications et critéres de conformité des ciments courants, Norme française, Avril 2012.

[32] F. Adenot, M. Buil, Modelling of the corrosion of the cement paste by deionized water, Cement and Concrete Research 22 (2-3) (1992) 489–496.

[33] H. Le Chatelier, O. Boudouard, Mesure des températures élevées, G. Carré et C. Naud, 1900.

[34] A. AFREM, Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité, Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM, Durabilité des bétons.

[35] G. Arliguie, H. Hornain, Grandeurs associéesa la durabilité des bétons grandubé, Presses Ecole Nationale Ponts et Chaussées.

[36] P.-C. Aïtcin, Bétons haute performance, 2001.

[37] J. Baron, A. DESDEVISES, M. Buil, C. Detriche, C. VERNET, R. Duval, A. CARLES-GIBERGUES, M. Pigeon, H. Hornain, A. CAPMAS, et al., La durabilité des bétons, 1992.

[38] A. Lobet, Influence des paramètres de composition des matériaux cimentaires sur les propriétés de transfert, Ph.D. thesis, Toulouse, INSA (2003).

[39] L. Basheer, P. Basheer, A. Long, Influence of coarse aggregate on the permeation, durability and the microstructure characteristics of ordinary portland cement concrete, Construction and Building Materials 19 (9) (2005) 682–690.

[40] G. Villain, M. Thiery, Impact of carbonation on microstructure and transport properties of concrete, in : Proceedings of, Vol. 10, 2005, pp. 1–8.

[41] E. Masad, B. Muhunthan, N. Shashidhar, T. Harman, Internal structure characterization of asphalt concrete using image analysis, Journal of computing in civil engineering 13 (2) (1999) 88–95.

[42] Y. F. Houst, Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie, Ph.D. thesis, Université de Lausanne (1993).

[43] O. Amiri, A. Ait-Mokhtar, P. Dumargue, Optimisation de l'exploitation de l'essai d'électrodiffusion d'ions chlorures dans le béton, Revue française de génie civil 4 (2-3) (2000) 161–173.

[44] A. Chaigne, Ondes acoustiques, Editions Ecole Polytechnique, 2002.

[45] O. Francy, Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau, Ph.D. thesis (1998).

[46] K. K. Aligizaki, Pore structure of cement-based materials : testing, interpretation and requirements, CRC Press, 2005.

[47] S. Brunauer, P. H. Emmett, E. Teller, Adsorption of gases in multimolecular layers, Journal of the American chemical society 60 (2) (1938) 309–319.

[48] L. Klinkenberg, et al., The permeability of porous media to liquids and gases, in : Drilling and production practice, American Petroleum Institute, 1941.

[49] C. PC, Flow of gases through porous media, in : Academic Press, New York, 1956.

[50] J. G. Berryman, S. C. Blair, Kozeny–carman relations and image processing methods for estimating darcy s constant, Journal of Applied Physics 62 (6) (1987) 2221–2228.

[51] Villain, et al., Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux de saturation des bétons, Revue française de génie civil 5 (2-3) (2001) 251–268.

[52] X.-T. Chen, Effet du chauffage sur le comportement mécanique et poro-mécanique de matériaux cimentaires : propriétés hydrauliques et changements morphologiques, Ph.D. thesis, Ecole Centrale de Lille (2009).

[53] L. Greenspan, et al., Humidity fixed points of binary saturated aqueous solutions, Journal of Research of the National Bureau of Standards 81 (1) (1977) 89–96.

[54] M. Goual, A. Bali, F. De Barquin, R. Dheilly, M. Quéneudec, Isothermal moisture properties of clayey cellular concretes elaborated from clayey waste, cement and aluminium powder, Cement and concrete research 36 (9) (2006) 1768–1776.

[55] P. K. Mehta, P. J. Monteiro, Concrete : microstructure, properties, and materials, Vol. 3, McGraw-Hill New York, 2006.

[56] J.-P. Monlouis-Bonnaire, B. PERRIN, Modélisation numérique des transferts couplés air-eau-sel dans des matériaux cimentaires et des terres cuites, in : Thermique des systèmes. Colloque universitaire franco-québécois, 2001, pp. 265–272.

[57] Y. Xi, Z. P. Bažant, L. Molina, H. M. Jennings, Moisture diffusion in cementitious materials moisture capacity and diffusivity, Advanced Cement Based Materials 1 (6) (1994) 258–266.

[58] M. Castellote, C. Alonso, C. Andrade, X. Turrillas, J. Campo, Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction, Cement and concrete research 34 (9) (2004) 1633–1644.

[59] H.-P. Lien, F. Wittmann, Coupled heat and mass transfer in concrete elements at elevated temperatures, Nuclear engineering and design 156 (1) (1995) 109–119.

[60] G. England, R. Greathead, S. Khan, Influence of high temperature on water content, permeability and pore pressures in concrete, in : Transactions of the 11th international conference on structural mechanics in reactor technology, 1991.

[61] E. Crispino, C. Fizzotti, R. Gasparini, Irradiation effects on reactor structural materials., Tech. rep., AGIP Nucleare, Milan (Italy)) ;(Comitato Nazionale per l'Energia Nucleare, Rome (Italy)) ;(and others ; Ente Nazionale per l'Energia Elettrica, Rome (Italy) (1971).

[62] J. Maréchal, Contribution à l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température, in : Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Vol. 23, 1970, pp. 123–145.

[63] Z. P. Bazant, M. F. Kaplan, Concrete at high temperatures : material properties and mathematical models, Longman Group Limited, 1996.

[64] C. La Borderie, Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton, Ph.D. thesis (1991).

[65] D04 Committee, Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate Mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry, Tech. rep., ASTM International (2013).
URL `http://www.astm.org/doiLink.cgi?D7313`

[66] J. Cummings, Étude de la propagation des fissures, Ph.D. thesis, Faculté des études supérieurs de l'Université Laval (2000).

[67] H. Kim, M. P. Wagoner, W. G. Buttlar, Numerical fracture analysis on the specimen size dependency of asphalt concrete using a cohesive softening model, Construction and Building Materials 23 (5) (2009) 2112–2120.

[68] S. Fichant, G. Pijaudier-Cabot, C. La Borderie, Continuum damage modelling : Approximation of crack induced anisotropy, Mechanics Research Communications 24 (2) (1997) 109–114.

[69] Y. He, Rapid thermal conductivity measurement with a hot disk sensor : Part 1. theoretical considerations, Thermochimica acta 436 (1) (2005) 122–129.

[70] Y. Jannot, Z. Acem, A quadrupolar complete model of the hot disc, Measurement science and technology 18 (5) (2007) 1229.

[71] S. E. Gustafsson, Transient hot strip techniques for measuring thermal conductivity and thermal diffusivity, The Rigaku Journal 4 (1/2) (1987) 16–28.

[72] H. Darcy, Les fontaines publiques de la ville de Dijon : exposition et application..., Victor Dalmont, 1856.

[73] M. Choinska, Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure, Ph.D. thesis, Ecole Centrale de Nantes (ECN)(ECN)(ECN)(ECN) ; Université de Nantes (2006).

[74] E. I. NF, 13788 : 2001 performance hygrothermique des composants et parois de bâtiments, Température superficielle intérieure permettant d éviter l humidité superficielle critique et la condensation dans la masse. Méthodes de calcul (ISO 13788/2001).

[75] L. H. Nguyen, et al., Béton de structure à propriétés d'isolation thermique améliorées : approche expérimentale et modélisation numérique, Ph.D. thesis, Cergy-Pontoise (2013).

[76] C. Clauser, E. Huenges, Thermal conductivity of rocks and minerals, Rock physics & phase relations : A handbook of physical constants (1995) 105–126.

[77] E. C. Robertson, Thermal properties of rocks, Tech. rep., US Geological Survey, (1988).

[78] M. L. Ramires, C. A. N. de Castro, Y. Nagasaka, A. Nagashima, M. J. Assael, W. A. Wakeham, Standard reference data for the thermal conductivity of water, Journal of Physical and Chemical Reference Data 24 (3) (1995) 1377–1381.

[79] K. Stephan, A. Laesecke, The thermal conductivity of fluid air, Journal of physical and chemical reference data 14 (1) (1985) 227–234.

[80] Y. Mualem, A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res 12 (3) (1976) 513–522.

[81] B. Barnes, S. Diamond, W. Dolch, The contact zone between portland cement paste and glass aggregate surfaces, Cement and Concrete Research 8 (2) (1978) 233–243.

[82] M. Hoshino, Relation between bleeding, coarse aggregate, and specimen height of concrete, Materials Journal 86 (2) (1989) 185–190.

[83] V. Baroghel-Bouny, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons-méthodes, analyse, interprétations.

[84] B. Zhang, Effects of moisture evaporation (weight loss) on fracture properties of high performance concrete subjected to high temperatures, Fire Safety Journal 46 (8) (2011) 543–549.

[85] F. Benboudjema, Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires, Ph.D. thesis, Université de Marne la Vallée (2002).

[86] M. Matallah, C. La Borderie, O. Maurel, A practical method to estimate crack openings in concrete structures, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 34 (15) (2010) 1615–1633.

[87] CEA, Cast3m finite element code, Tech. rep., French Alternative Energies and Atomic Energy Commission.
URL `http://www-cast3m.cea.fr/`

[88] M. T. Van Genuchten, A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil science society of America journal 44 (5) (1980) 892–898.

[89] V. Baroghel-Bouny, M. Mainguy, O. Coussy, Isothermal drying process in weakly permeable cementitious materials- assessment of water permeability, in : International Conference on Ion and Mass Transport in Cement-Based Materials, 1999, pp. 59–80.

[90] A. Abbas, M. Carcasses, J.-P. Ollivier, Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation, Materials and structures 32 (1) (1999) 3–8.

[91] L. Parrott, C. Z. Hong, Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete, Materials and Structures 24 (6) (1991) 403–408.

[92] A. W. Bishop, G. Blight, Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, Geotechnique 13 (3) (1963) 177–197.

[93] P. Souyris, Prédiction des propriétés poro-élastiques et de sorption d'eau en fonction du développement de la microstructure des matériaux cimentaires, Ph.D. thesis, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier (2012).

[94] S. Granet, Modéles de comportement thhm, Documentation de référence Code Aster 7.

[95] E. Lorentz, S. Cuvilliez, K. Kazymyrenko, Convergence of a gradient damage model toward a cohesive zone model, Comptes Rendus Mécanique 339 (1) (2011) 20–26.

Annexe 1

Modéle d'endommagement dans les codes Aster et Cast3M

1. Modélisation mécanique de l'essai DCT par le code Aster

Le modèle endo_fiss utilisé pour la modélisation de l'essai DCT est en cours de développement par Eric Lorentz [95] et s'inspire du modèle endo_scalaire.
Ce modèle a été implémenté dans le code Aster. Les données d'entrée sont : des paramètres élastiques E et υ, trois paramètres pour l'endommagement F_t, F_c et G_f, une largeur de bande d'endommagement qui dépend de la taille des mailles et deux paramètres P et Q.
Une étude paramétrique a été faite pour valider le modèle endo_fiss et bien comprendre l'influence de ces paramètres.
L'essai DCT a été modélisé en 2D (figure 4.1). Les paramètres du modèle endo_fiss utilisées sont ceux obtenus par un essai DCT : les paramètres élastique E= 18 GPa et υ = 0,18, et les paramètres d'endommagement F_t = 2,47 MPa et G_f = 66 N/m. les paramètres largeur bande, Pet Q sont déterminés grâce à une étude paramétriques présentée dans les deux paragraphes suivants.

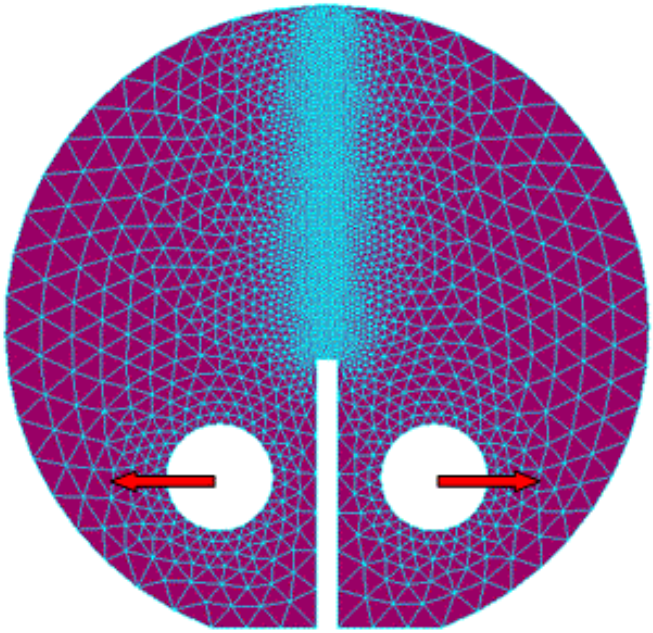


FIGURE 4.1 : Maillage essai DCT 2D.

1.1 Influence de la valeur de la largeur de la bande d'endommagement

La figure 4.2 représente les résultats de 4 simulations qui ont été faites pour voir l'influence de la valeur de la largeur de la bande d'endommagement. Les valeurs testées sont : 0,001 ; 0,005 ; 0,01 et 0,02 m.
Avec G_f= 66 N/m et des tailles de mailles dans la zone de fissuration entre 0,001 et 0,002 m, on obtient :

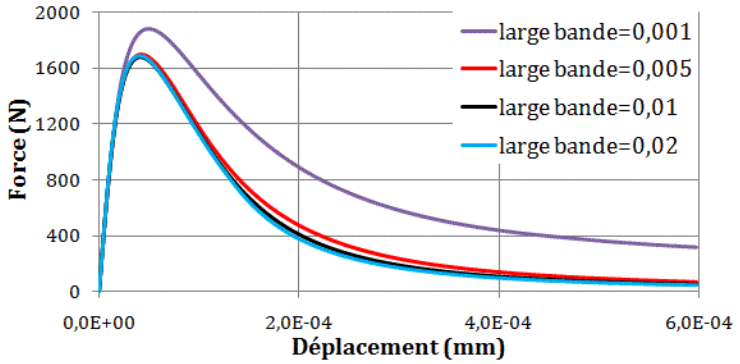


FIGURE 4.2 : Influence de la valeur de la largeur de la bande d'endommagement.

Les résultats obtenus montrent que quand la largeur de la bande d'endommagement est supérieure à 10 fois la taille des mailles au niveau de la zone de fissuration on obtient une bonne concordance au niveau de valeur de G_f entre la valeur imposée et la valeur mesurée (tableau 4.1). Dans notre étude on a choisi la valeur LARGE_BANDE = 0,01, c'est la valeur pour laquelle on trouve la valeur de G_f qui se rapproche de la valeur imposée.

LARGE_BANDE	0,001	0,005	0,01	0,02
G_f (N/m)	117	71	65	64

Tableau 4.1 : Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre large_bande.

1.2 Influence du paramètre P

La figure 4.3 présente les résultats de trois simulations qui ont été faites pour voir l'influence de valeur du paramètre P. Les valeurs de P testées sont : 1 ; 2,2 et 5, avec G_f=66 N/m, F_{max}= 1694 N, les tailles des mailles entre 0,001 et 0,002 m et la largeur de la bande d'endommagement = 0,01 m.

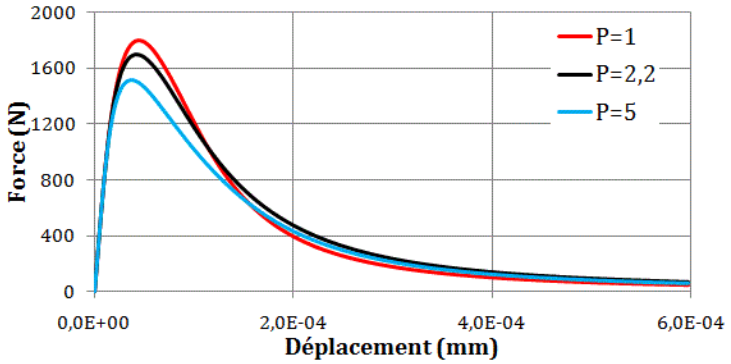


FIGURE 4.3 : Influence du paramètre P.

Les résultats obtenus montrent que la variation du paramètre P influence la valeur de la force maximale et donc la valeur de G_f. Une diminution de P entraine une augmentation de la force maximale. La valeur de P est choisie à partir des valeurs de F_{max} obtenues lors des essais. Pour l'essai DCT, P = 2,2 donne une bonne concordance entre les valeurs de F_{max} calculée et celle obtenue lors des essais.

Paramètre P	P = 1	P = 2,2	P = 5
G_f (N/m)	67	65	63
F_{max}(N)	1797	1703	1514

Tableau 4.2 : Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre P.

1.3 Influence du paramètre Q

Trois valeurs de Q ont été testées (0 ; 1 et 2) avec G_f= 66 N/m, taille des mailles entre 0,001 et 0,002 m, largeur de la bande d'endommagement = 0,01 m et P = 2,2.

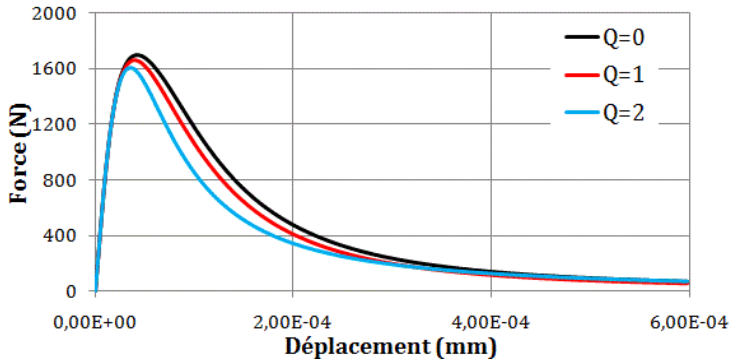


FIGURE 4.4 : Influence du paramètre Q.

On remarque que le paramètre Q influence la partie de la courbe après le pic. Lorsque la valeur de Q augmente, on a une pente moins raide donc l'aire sous la courbe diminue et par conséquent G_f diminue. Avec Q = 0, la valeur de G_f obtenue correspond bien à la valeur de G_f introduite.

Paramètre Q	Q = 0	Q = 1	Q = 2
G_f (N/m)	65	64	58

Tableau 4.3 : Énergie de fissuration calculée en fonction de paramétre Q.

1.4 Conclusion

Le modèle endo_fiss implémenté dans le code Aster nécessite les données d'entrée suivantes :

- Des paramètres physiques qui dépendent du type de matériaux utilisé : deux paramètres élastiques E et υ et trois paramètres pour l'endommagement F_t, F_c et G_f. Ces paramètres peuvent être déterminés par des essais de laboratoire.
- Des paramètres de calibration du modèle : la largeur de la bande d'endommagement, P et Q. Une étude paramétrique a été réalisée pour les déterminée.

On peut déduire de cette étude paramétrique que :

- La largeur de la bande d'endommagement a une relation directe avec la taille des mailles au niveau de la zone de fissuration. Elle doit être supérieure de 10 fois à la taille des mailles au niveau de la zone de fissuration.
- Le paramètre P influence la valeur de la charge maximale. Lorsque la valeur du paramètre P diminue, la force maximale augmente, il est conseillé de prendre une valeur de P entre 1 et 3 (2,2 dans notre étude).
- Le paramètre Q influence la partie de la courbe après le pic. Lorsque la valeur de Q augmente, on a une pente moins raide donc l'aire sous la courbe diminue et par conséquent G_f diminue, il est conseillé de prendre une valeur de Q=0.

2. Comparaison entre le code Aster et le code Cast3m

Une comparaison a été faite entre ce qu'on a obtenu avec le modèle endo_fiss implanté dans ASTER, le modèle d'endommagement isotrope de Fichant [68] implanté dans le code Cast3m et les résultats expérimentaux.
Le modèle de Fichant est un modèle d'endommagement élastoplastique couplé. Ce modèle initialement développé par Fichant et al. [68] a été récemment modifiée afin de mieux prendre en compte l'énergie de fissuration [86]. Ce modèle est implémenté dans les versions récentes de Cast3M [87] et appelé "MICROISO".

En cas de chargement monotone sans endommagement de compression, les résultats des simulations ne dépendent que de 3 paramètres : le module d'élasticité E, l'énergie de fissuration G_f et la résistance à la traction F_t. Il fournit des résultats objectifs quelle que soit la taille du maillage.
Les valeurs des paramètres utilisés pour ces simulations sont rassemblées dans le tableau 4.4

	endo_fiss	MICROISO	Essais
G_f (N/m)	66	66	66
F_t(MPa)	2,47	2,47	2,47
E (GPa)	18	18	18
υ	0,2	0,2	
LARGE_BANDE (m)	0,01		
P	2,2		
Q	0		

Tableau 4.4 : Les paramètres des simulations.

La figure 4.5 présente le faciès de fissuration obtenu avec les deux codes.

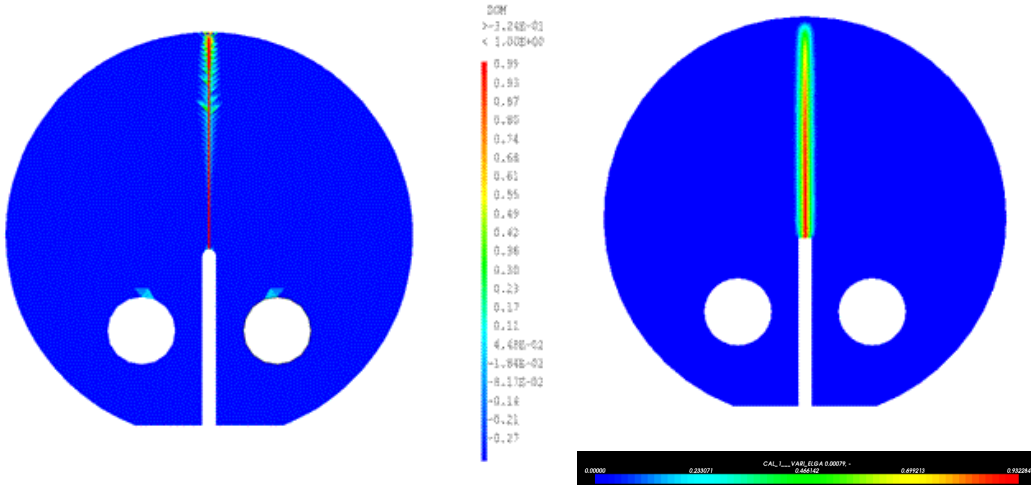


FIGURE 4.5 : Faciès de fissuration obtenus avec le code Cast3m à gauche et avec le code Aster à droite.

Les deux simulations donnent des résultats similaires (tableau 4.5 et figure 4.6).

modéle	endo_fiss	MICROISO	Expérimentale
G_f (N/m)	66	65	66

Tableau 4.5 : Énergie de fissuration.

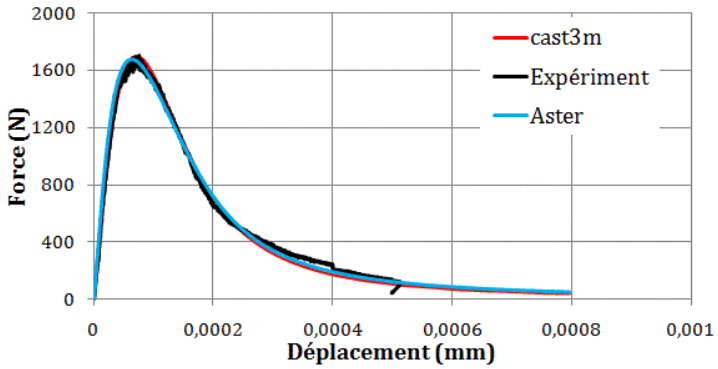


FIGURE 4.6 : Comparaison entre le modèle de Fichant sur Cast3m, le modèle endo_fiss sur Aster et les résultats expérimentaux.

Les deux modèles ont été utilisés pour déterminer la résistance à la traction a partir de l'essai DCT (cf ; partie3.3.3).